



**BRUNO SILVA  
JUSTINO**

**ESTUDOS E PROJETOS DE ENGENHARIA CIVIL:  
HIDRÁULICA URBANA E ESTRUTURAS**





**BRUNO SILVA  
JUSTINO**

**ESTUDOS E PROJETOS DE ENGENHARIA CIVIL:  
HIDRÁULICA URBANA E ESTRUTURAS**

Relatório de estágio apresentado à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizado sob a orientação científica e supervisão do Professor Engenheiro José Alberto Marques Lapa e coorientação do Professor Doutor José Claudino de Pinho Cardoso, do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.



## **o júri**

presidente

Prof.<sup>a</sup> Doutora Ana Luísa Pinheiro Lomelino Velosa  
Professora Associada da Universidade de Aveiro

Prof. Paulo Maranha Nunes Tiago  
Professor Adjunto do Instituto Superior de Engenharia de Coimbra

Prof. José Alberto Marques Lapa  
Professor Auxiliar da Universidade de Aveiro



## **agradecimentos**

Em nota de agradecimento, não posso deixar de referir aqui algumas pessoas e entidades que muito contribuíram para o meu desenvolvimento pessoal e profissional.

Ao meu orientador, Professor José Alberto Marques Lapa, pela disponibilidade, apoio e orientação no desenvolvimento do trabalho e pelos momentos de aprazível conversa.

À empresa Ferreira Lapa, pela oportunidade da realização deste estágio e pelo bom ambiente de trabalho proporcionado nas suas instalações.

Aos colaboradores da Ferreira Lapa, pela transmissão de conhecimentos, disponibilidade, apoio e amizade demonstrada ao longo do período de estágio.

Aos meus colegas de curso, Catarina, Manuela, Rita e Sérgio, entre outros que não menciono o nome mas que sabem quem são, um muito obrigado pela vossa amizade, companheirismo e ajuda.

À Marisa, tendo consciência que sozinho nada disto teria sido possível, dirijo um agradecimento especial, pelo seu apoio incondicional, incentivo, amizade e motivação na realização deste trabalho.

Por último, mas não menos importante, à minha família, pela educação e pelos valores que me transmitiram, pela forma como me ensinaram a ver o mundo, e sobretudo pelo amor e carinho demonstrado.

A todos, reitero o meu apreço e a minha eterna gratidão.





## palavras-chave

Infraestruturas, Hidráulica Urbana, Estruturas de Edifícios, Modelação.

## resumo

O presente trabalho diz respeito a um estágio de natureza curricular realizado com o objetivo de constituir trabalho final para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil pela Universidade de Aveiro. A proposta de estágio, subordinada ao tema geral de “Estudos e Projetos de Engenharia Civil: Hidráulica Urbana e Estruturas” decorreu no gabinete de engenharia da empresa Ferreira Lapa Lda., vocacionada para a realização de vários tipos de projetos com foco na área de Engenharia Civil, sediada em Aveiro.

Este trabalho incide sobre duas especialidades distintas, Hidráulica Urbana e Estruturas de Edifícios, aplicadas a um conjunto turístico (*resort*) com designação comercial de MOUNT EDEN ROYALE, localizado junto à povoação de Diogo Martins, freguesia de São Miguel do Pinheiro, concelho de Mértola. Desta forma o presente relatório divide-se em duas partes.

A primeira parte aborda o projeto de Hidráulica Urbana, com a aplicação da regulamentação Portuguesa em vigor, nomeadamente no que se refere ao abastecimento de água potável e serviço de combate a incêndios e à drenagem de águas residuais e pluviais, bem como o seu dimensionamento hidráulico e traçado. Para o dimensionamento da rede de abastecimento de água foi testada a utilização de variado *software* mas devido à complexa natureza da rede, foi necessário elaborar folhas de cálculo em Microsoft Excel com características específicas para o projeto em questão, sendo que para as redes de águas residuais domésticas e pluviais foi efetuada a aprendizagem e utilização do *software* de cálculo automático, Cype Infraestruturas de Saneamento.

A segunda parte refere-se à análise e dimensionamento estrutural do Hotel do conjunto turístico, de acordo com os Eurocódigos – Normas Portuguesas. Para tal foi efetuada a aprendizagem e utilização do *software* de cálculo automático, CypeCad. Como preparação para este projeto o estagiário participou num curso de formação promovido pela própria empresa, que teve como trabalho prático a elaboração da modelação e análise estrutural dum edifício, em CypeCad, projetado pela empresa.



**keywords**

Infrastructures, Urban Hydraulics, Building Structures, Modelling.

**abstract**

This present report is part of the final study concerning an internship in order to obtain the degree of Master in Civil Engineering from the University of Aveiro. The internship proposal, under the general theme "Studies and Projects of Civil Engineering: Urban Hydraulics and Structures" this internship was conducted at the head office of the company Ferreira Lapa Lda., located in Aveiro, dedicated to the realization of various civil engineering projects.

This study is divided in two distinct specialties, water distribution infrastructures and structural analysis and design of buildings, both of the previous projects mentioned are designed for a tourist complex (*resort*) with the tradename MOUNT EDEN ROYALE, located near the village of Diogo Martins, parish of São Miguel do Pinheiro, Mértola. Therefore this present project will be divided into two sections.

The first section, the design of an urban water distribution infrastructure project taking into account the Portuguese legislation in force. The design and dimensioning was done for the following networks: drinking water distribution, sewage and rainfall collection and finally fire water distribution. The design of the drinking water distribution network was tested using various *software* but due to the complex nature of the network, it was necessary to elaborate separate calculus spreadsheets using Microsoft Excel with specific characteristics for the project in question. The design and the dimensioning of the domestic waste water and rainfall collection networks domestic was elaborated using automatic calculation *software* program, Cype Sanitation Infrastructure.

Finally the second section refers to the structural and design analysis of the Hotel of the tourist complex, according to Eurocodes – Portuguese Standards. Therefore it was necessary learning to use an automatic calculation *software*, CypeCad. To prepare for this part of the project the trainee participated in a training course, sponsored by the company, which had a practical component, the modelling and structural analysis development using CypeCad, a building designed previously by the company.



# ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS .....	VI
ÍNDICE DE TABELAS .....	IX
NOMENCLATURA.....	XI
ACRÓNIMOS .....	XIV
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Enquadramento .....	1
1.2. Motivação .....	2
1.3. Objetivos e metodologia .....	2
1.4. Descrição da empresa e do conjunto turístico ( <i>resort</i> ) .....	3
1.5. Estrutura do trabalho.....	5
2. ESTADO DA ARTE .....	7
2.1. O Projeto no âmbito da Engenharia Civil .....	7
2.2. A importância do estudo e qualidade dos projetos .....	7
2.3. Gestão de projetos e ou empreendimentos .....	9
2.4. Regulamentação Portuguesa .....	10
2.5. Eurocódigos .....	11
PARTE I – SANEAMENTO BÁSICO .....	15
3. ASPETOS RELATIVOS A PROJETOS DE SANEAMENTO BÁSICO.....	15
3.1. Enquadramento .....	15
3.2. Elementos base .....	15
3.3. Disposições regulamentares e normativas .....	16
3.4. Estudo da evolução da população .....	16
3.5. Captações e tipos de consumos.....	18

3.5.1.	Consumos domésticos .....	18
3.5.2.	Consumos comerciais.....	19
3.5.3.	Consumos industriais e similares .....	20
3.5.4.	Consumos públicos .....	21
3.5.5.	Fugas e perdas .....	21
3.5.6.	Caudais para combate a incêndios .....	22
3.5.7.	Fatores de ponta .....	23
3.5.8.	Caudais médios, de ponta e de dimensionamento .....	24
4.	CONCEÇÃO DO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA.....	27
4.1.	Introdução .....	27
4.2.	Aspetos gerais de conceção .....	27
4.3.	Dados de base e critérios de dimensionamento .....	29
4.3.1.	Capitações e consumos.....	29
4.3.2.	Caudais de dimensionamento .....	29
4.3.3.	Dimensionamento da rede de distribuição de água .....	31
5.	CONCEÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS .....	39
5.1.	Introdução .....	39
5.2.	Aspetos gerais de conceção .....	39
5.2.1.	Traçado da rede de drenagem de águas residuais .....	40
5.2.2.	Câmaras de visita .....	41
5.2.3.	Câmaras de aspiração .....	41
5.2.4.	Caudais de dimensionamento .....	42
5.3.	Dimensionamento hidráulico-sanitário da rede de drenagem de águas residuais	43
5.3.1.	Modelação da rede em Cype Infraestruturas de Saneamento .....	46
5.3.2.	Dimensionamento da câmara de aspiração .....	51

---

5.3.3.	Dimensionamento da conduta elevatória.....	52
6.	CONCEÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS .....	55
6.1.	Introdução .....	55
6.2.	Aspetos gerais de conceção .....	55
6.2.1.	Traçado da rede de drenagem de águas pluviais .....	56
6.2.2.	Caudal de dimensionamento.....	56
6.3.	Dimensionamento hidráulico da rede dos coletores pluviais.....	59
6.3.1.	Modelação da rede de drenagem pluvial .....	62
	PARTE II – ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS .....	67
7.	INTRODUÇÃO.....	67
7.1.	Formação em <i>Software</i> .....	67
7.1.1.	Breve descrição do <i>software</i> CypeCad.....	69
7.2.	Projeto estrutural do Hotel.....	70
7.2.1.	Descrição Geral do Hotel .....	72
7.2.2.	Solução Estrutural .....	76
8.	CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO .....	79
8.1.	Regulamentação.....	79
8.2.	Materiais .....	79
8.3.	Ações .....	80
8.3.1.	Ações permanentes .....	80
8.3.1.1.	Peso próprio da estrutura.....	80
8.3.1.2.	Peso das paredes exteriores .....	80
8.3.1.3.	Peso das paredes divisórias .....	81
8.3.1.4.	Peso dos revestimentos dos pavimentos.....	82
8.3.1.5.	Peso dos revestimentos das coberturas.....	83

8.3.1.6.	Peso do revestimento das escadas .....	84
8.3.2.	Impulsos de terras.....	84
8.3.3.	Ações variáveis .....	85
8.3.3.1.	Sobrecargas .....	86
8.3.3.2.	Ação da neve.....	86
8.3.3.3.	Ação do vento .....	86
8.3.3.4.	Ação da temperatura .....	92
8.3.3.5.	Ação sísmica .....	92
8.4.	Combinações de ações.....	96
8.4.1.	Estados limites últimos.....	97
8.4.2.	Estados limites de utilização .....	98
8.5.	Pré-dimensionamento .....	100
8.5.1.	Lajes .....	100
8.5.2.	Vigas.....	101
8.5.3.	Pilares .....	101
9.	MODELAÇÃO DA SUPERESTRUTURA.....	103
9.1.	Corpo E.....	103
9.1.1.	Pilares .....	105
9.1.2.	Paredes resistentes.....	106
9.1.3.	Muros de contenção em betão armado .....	107
9.1.4.	Vigas.....	109
9.1.5.	Lajes .....	110
9.1.6.	Escadas .....	111
9.1.7.	Aplicação das cargas .....	112
9.2.	Corpo F.....	113



10.	ANÁLISE DE RESULTADOS E DIMENSIONAMENTO.....	119
10.1.	Cálculo da superestrutura.....	119
10.2.	Pilares.....	120
10.3.	Paredes resistentes.....	121
10.4.	Muros de contenção em betão armado.....	123
10.5.	Vigas.....	124
10.6.	Lajes.....	125
10.7.	Escadas.....	129
10.8.	Dimensionamento da junta de dilatação.....	129
11.	CONCLUSÕES.....	133
	REFERÊNCIAS.....	137
	ANEXO A.....	141
	ANEXO B.....	149

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Ordenamento do território do conjunto turístico (Mértola). .....	4
Figura 2 – Ciclo dinâmico da gestão (Mata, 2002). .....	9
Figura 3 – Traçado da rede de distribuição ramificada em planta (aldeamento 1). .....	34
Figura 4 – Traçado da rede de drenagem de águas residuais (aldeamento 6). .....	45
Figura 5 – Definição dos dados gerais da obra e parâmetros dos materiais.....	46
Figura 6 – Esquema de modelação da rede (Cype Infraestruturas de Saneamento versão 2016.i). .....	48
Figura 7 – Definição dos parâmetros considerados no dimensionamento aplicados aos tramos. ....	49
Figura 8 – Esquema do perfil longitudinal dos coletores, entre os nós CV6.14 e CV6.16 (aldeamento 6). ....	51
Figura 9 – Curvas I-D-F para Portugal (Matos & Silva, 1986). ....	59
Figura 10 – Boca de saída direta. ....	60
Figura 11 – Traçado das redes de drenagem de águas pluviais (aldeamento 3). ....	61
Figura 12 – Esquema de modelação da rede pluvial (aldeamento 3: rede 1). ....	63
Figura 13 – Esquema de modelação da rede pluvial (aldeamento 3: rede 2). ....	64
Figura 14 – Esquema do perfil longitudinal entre os nós CP3.44 e CP3.41 (rede 1: aldeamento 3). ....	66
Figura 15 – Edifício usado para elaboração do curso de formação em CypeCad (fonte: Google Maps). ....	67
Figura 16 – Modelo estrutural 3D do edifício (Revit). ....	69
Figura 17 – Modelo estrutural 3D do edifício (CypeCad). ....	69
Figura 18 – Desenho arquitetónico 3D do alçado principal do Hotel. ....	71
Figura 19 – Desenho arquitetónico 3 D: entrada principal (receção do Hotel). ....	71
Figura 20 – Divisão dos corpos do Hotel (s/escala). ....	73
Figura 21 – Alçado Oeste do Hotel (s/escala). ....	73
Figura 22 – Corte 1-1 (corpo E). ....	75
Figura 23 – Esquema da cobertura (tipo pérgula) em vigas de madeira sobre a esplanada (corpo E). ....	83
Figura 24 – Esquema do impulso de terras sobre os muros da cave. ....	85

Figura 25 – Esquema da configuração geométrica em planta do corpo E. ....	87
Figura 26 – Esquema das situações de pressão em função da direção e sentido do vento (corpo E).....	88
Figura 27 – Esquema para determinação dos comprimentos de fachada. ....	89
Figura 28 – Orografia do terreno segundo a direção Y (corpo E).....	89
Figura 29 – Esquema da geometria em planta do corpo F. ....	90
Figura 30 – Esquema das situações de pressão em função da direção e sentido do vento (corpo F). ....	91
Figura 31 – Orografia do terreno segundo a direção X (corpo F). ....	92
Figura 32 – Espectros de resposta. ....	96
Figura 33 – Modelo 3D: Vista Oeste (alçado principal). ....	103
Figura 34 – Modelo 3D: vista Norte (alçado lateral esquerdo – confrontação com o corpo D). ....	104
Figura 35 - Modelo 3D: vista Sul (alçado lateral direito – confrontação com o corpo F). ....	104
Figura 36 - Modelo 3D: vista Este (alçado tardoz). ....	105
Figura 37 – Introdução geral dos pilares. ....	105
Figura 38 – Introdução geral das paredes resistentes (núcleos dos elevadores).....	106
Figura 39 – Definição gráfica da geometria dos muros.....	107
Figura 40 – Definição das características dos solos e dos impulsos a aplicar sobre os muros. ....	108
Figura 41 – Diagrama tensões sobre os muros. ....	108
Figura 42 – Menu geral para definição de vigas. ....	109
Figura 43 – Definição geral de lajes maciças. ....	110
Figura 44 – Definição dos dados gerais para escadas. ....	111
Figura 45 – Definição da tipologia da escada.....	111
Figura 46 – Esquema de atribuição de cargas (corpo E: Piso 2). ....	112
Figura 47 – Modelo 3D: vista Oeste.....	113
Figura 48 – Modelo 3D: vista Norte (confrontação com o corpo E).....	114
Figura 49 – Modelo 3D: vista Este (confrontação com o corpo C).....	114
Figura 50 – Modelo 3D: vista Sul. ....	114
Figura 51 – Esquema do sistema da cobertura inclinada (corpo F). ....	115
Figura 52 – Representação das cargas no modelo em planta (corpo F: piso 2). ....	118

Figura 53 – Opções de cálculo da estrutura. ....	119
Figura 54 – Visualização de esforços nos pilares. ....	120
Figura 55 – Dimensionamento da secção e armaduras de pilares. ....	120
Figura 56 – Verificações regulamentares dos pilares. ....	121
Figura 57 – Visualização dos esforços e deslocamentos das paredes resistentes. ....	122
Figura 58 – Menu de edição das armaduras das paredes resistentes. ....	122
Figura 59 – Visualização dos esforços e deslocamentos dos muros. ....	123
Figura 60 – Menu de edição das armaduras dos muros. ....	123
Figura 61 – Janela de edição das vigas. ....	124
Figura 62 – Verificações normativas das vigas. ....	125
Figura 63 – Definição da armadura base em lajes maciças. ....	125
Figura 64 – Rearmar armaduras de lajes. ....	126
Figura 65 – Visualização de esforços nas lajes. ....	126
Figura 66 – Visualização do deslocamento máximo por laje. ....	127
Figura 67 – Visualização da flecha entre dois pontos seleccionados na laje. ....	127
Figura 68 – Zonas de punçoamento: laje fungiforme maciça. ....	128
Figura 69 – Menu para definição dos reforços ao punçoamento. ....	128
Figura 70 – Análise de esforços nas escadas. ....	129
Figura 71 – Esquema para determinação da largura das juntas de dilatação. ....	130

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Eurocódigos Estruturais.....	12
Tabela 2 – Consumos comerciais. ....	19
Tabela 3 – Taxas de ocupação em diversos locais. ....	20
Tabela 4 – Consumos industriais.....	20
Tabela 5 – Consumos de serviços públicos.....	21
Tabela 6 – Consumos unitários. ....	29
Tabela 7 – Caudais totais de dimensionamento.....	30
Tabela 8 – Folha de cálculo para dimensionamento da rede de distribuição ramificada (aldeamento 1).....	35
Tabela 9 – Folha de cálculo para dimensionamento da rede de distribuição ramificada (aldeamento 1 – incêndio no nó O). ....	37
Tabela 10 – Caudal de águas residuais (aldeamento 6).....	46
Tabela 11 – Diâmetros dos coletores de águas residuais (PP corrugado). ....	47
Tabela 12 – Valor do caudal unitário de percurso.....	49
Tabela 13 – Resultados do dimensionamento da rede de águas residuais (aldeamento 6). ....	50
Tabela 14 – Volume útil da câmara de aspiração.....	51
Tabela 15 – Valores de cálculo do diâmetro da conduta elevatória. ....	53
Tabela 16 – Valores médios do coeficiente de escoamento da fórmula racional (ASCE, manual n.º 37).....	58
Tabela 17 – Valores dos caudais de ponta (aldeamento 3).....	62
Tabela 18 – Valores unitários de percurso dos caudais de ponta. ....	64
Tabela 19 – Resultados de dimensionamento dos coletores da rede 1 de drenagem pluvial (aldeamento3).....	65
Tabela 20 – Resultados de dimensionamento dos coletores da rede 2 de drenagem pluvial (aldeamento3).....	66
Tabela 21 – Valores das cargas das paredes exteriores do Hotel (corpos E e F). ....	81
Tabela 22 – Valores das cargas das paredes divisórias a aplicar nos pavimentos (corpo E e F).....	82
Tabela 23 – Valores de carga a aplicar nas vigas V1 e V2 (corpo E). ....	84
Tabela 24 – Valores das sobrecargas de acordo com as categorias de utilização. ....	86

Tabela 25 – Parâmetros para obtenção do esgoto de resposta de cálculo. ....	95
Tabela 26 – Valores dos coeficientes parciais de segurança das ações. ....	97
Tabela 27 – Valores recomendados para os coeficientes $\psi$ para edifícios. ....	99
Tabela 28 – Valores das alturas médias das paredes da cobertura e respectivas cargas lineares. ....	116
Tabela 29 – Valores das cargas (peso próprio do sistema da cobertura) a aplicar nas lajes do piso 2 (corpo F). ....	117
Tabela 30 – Valores das sobrecargas a aplicar nas lajes do piso 2 (corpo F). ....	117
Tabela 31 – Deslocamentos máximos dos pilares na junta de dilatação. ....	130

## NOMENCLATURA

### PARTE I

$A$	Área;
$C$	Coeficiente de escoamento;
$Cap$	Capitação;
$D$	Diâmetro;
$D_i$	Diâmetro interno;
$D_{i,comercial}$	Diâmetro interno comercial
$D_{i,máx}$	Diâmetro interno máximo;
$D_{i,mín}$	Diâmetro interno mínimo;
$DN$	Diâmetro nominal;
$F$	Fugas na rede de distribuição;
$f$	Fator de afluência;
$f_{pd}$	Fator de ponta diário;
$f_{pi}$	Fator de ponta instantâneo;
$f_{pm}$	Fator de ponta mensal;
$I$	Intensidade de precipitação;
$i$	Inclinação do coletor;
$J$	Perda de carga unitária;
$K_s$	Coeficiente de Manning-Strickler;
$L_i$	Comprimento do coletor em zona de infiltração;
$L_t$	Comprimento total dos coletores;
$m. c. a$	Metro coluna de água;
$N$	Número de arranques por hora do equipamento elevatório;
$n$	coeficiente de rugosidade do material;
$Pop$	População;
$Q$	Caudal;
$Q_a$	Caudal afluente;
$Q_{ce}$	Caudal de dimensionamento da conduta elevatória;

$Q_e$	Caudal elevado;
$Q_{eq}$	Caudal equivalente;
$q_i$	Caudal unitário de infiltração;
$Q_j$	Caudal de jusante;
$Q_m$	Caudal de montante;
$Q_m^{CF}$	Caudal médio diário com fugas;
$Q_m^{SF}$	Caudal médio diário sem fugas;
$Q_p$	Caudal de ponta;
$q_p$	Caudal unitário de percurso;
$Q_{pd}$	Caudal de ponta diário;
$Q_{per}$	Caudal de percurso;
$Q_{pi}$	Caudal de ponta instantâneo;
$Q_{pm}$	Caudal de ponta mensal;
$Q_R$	Caudal de dimensionamento de águas residuais;
$q_R$	Caudal residual unitário de percurso;
$R_h$	Raio hidráulico;
$T$	Período de retorno;
$t$	Duração da precipitação;
$t_c$	Tempo de concentração;
$V$	Velocidade;
$V_u$	Volume útil.

## PARTE II

$A_{Ed}$	Valor de cálculo de uma ação sísmica;
$a_{gR}$	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A;
$A_i$	Área de influência;
$C_d$	Valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização;
$d$	Altura útil de uma secção transversal;
$\delta_p$	Coefficiente de pressão;



$\delta_{pe}$	Coeficiente de pressão exterior;
$\delta_{pi}$	Coeficiente de pressão interior;
$E_d$	valor de cálculo do efeito das ações;
$\gamma$	Peso volúmico aparente;
$\gamma_G$	Coeficiente parcial relativo às ações permanentes;
$\gamma_I$	Coeficiente de importância;
$\gamma_Q$	Coeficiente parcial relativo às ações variáveis;
$h$	Altura total de uma secção transversal;
$I$	Impulso;
$K_0$	Coeficiente de impulso em repouso;
$k_w$	Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes;
$L$	Comprimento; vão;
$\psi_0$	Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;
$\psi_1$	Coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável;
$\psi_2$	Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável;
$q$	Coeficiente de comportamento;
$q_0$	Valor básico do coeficiente de comportamento;
$R_d$	Valor de cálculo da resistência;
$S_d(T)$	Espetro de cálculo (para análise elástica);
$S_e(T)$	Espetro de resposta elástica;
$\sigma_h$	Tensão horizontal;
$\phi'$	Ângulo de atrito interno;
$\theta$	Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos.

## ACRÓNIMOS

ASCE	American Society of Civil Engineers
DCM	Classe de Ductilidade Média
DECivil	Departamento de Engenharia Civil
EC	Eurocódigo
EN	Norma Europeia;
ETAR	Estação de Tratamento de Águas Residuais;
I-D-F	Intensidade-Duração-Frequência
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil;
NP	Norma Portuguesa;
PEAD	Polietileno de Alta Densidade;
PN	Pressão Nominal
PP	Polipropileno
RBA	Regulamento do Betão Armado
RBLH	Regulamento de Betões de Ligantes de Betão Armado
REBA	Regulamento de Estruturas de Betão Armado
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado;
RGSPDADAR	Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais;
RPM	Regulamento das Pontes Metálicas
RSA	Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes;
RSEP	Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes
UA	Universidade de Aveiro

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Enquadramento

O presente relatório faz parte do plano curricular do Mestrado Integrado em Engenharia Civil (MIEC), promovido pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro (DECivil), que integra no seu ciclo de estudos conducente ao grau de Mestre a unidade curricular de Dissertação/Projeto/Estágio.

Este relatório baseia-se na unidade curricular de Estágio, onde se pretende descrever todo o acompanhamento e trabalho desenvolvido no gabinete de projetos da empresa Ferreira Lapa, Lda. sediada em Aveiro, incidindo sobretudo em duas especialidades distintas da Engenharia Civil: Hidráulica Urbana e Estruturas de Edifícios. Estas serão aplicadas a um conjunto turístico (*resort*) com designação comercial de MOUNT EDEN ROYALE, localizado junto à povoação de Diogo Martins, freguesia de São Miguel do Pinheiro, concelho de Mértola. Desta forma o presente relatório encontra-se dividido em duas partes que serão apresentadas nos seguintes parágrafos.

A primeira parte corresponde ao estudo, dimensionamento e análise do comportamento de infraestruturas de Hidráulica Urbana, nomeadamente os sistemas de distribuição de água potável e de serviço de combate a incêndios e a drenagem de águas residuais domésticas e pluviais em sistema separativo, do referido conjunto turístico. Para se realizar o dimensionamento da rede de distribuição de água potável e serviço de combate a incêndios, foram elaboradas várias folhas de cálculo em Microsoft Excel, uma vez que o *software* comercial testado não se ajustava às particularidades da rede, enquanto que, para a simulação e cálculo hidráulico das redes de drenagem de águas residuais foi utilizado o *software* de cálculo automático, Cype Infraestruturas de Saneamento (versão 2016.i). Esta parte, do presente trabalho, foi efetuada de acordo com a regulamentação Portuguesa em vigor, nomeadamente o Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPPDADAR).

A segunda parte refere-se ao estudo, análise e dimensionamento estrutural do Hotel, localizado no referido conjunto turístico, de acordo com os Eurocódigos – Normas Portuguesas. Para tal foi utilizado o *software* de cálculo automático, designado por

CypeCad para o cálculo estrutural e o AutoCAD para desenho geral e edição das peças desenhadas obtidas pelo *software*. Para a preparação de utilização deste *software*, a empresa possibilitou um curso de formação, promovido pela própria, em colaboração com o Núcleo de Estudantes do DECivil da UA, o qual teve como trabalho prático a elaboração da modelação e análise dum edifício já existente e projetado pela empresa, que serviu de guia para a elaboração do projeto final para obtenção do diploma do curso, o que ajudou em muito a compreensão do *software* e a sua utilização na estrutura do Hotel.

## **1.2. Motivação**

A base motivacional impulsionada para a realização do presente estágio curricular em detrimento de uma dissertação, deve-se ao facto de se poder aplicar os conhecimentos teóricos apreendidos durante o curso de mestrado, com a realidade da prestação de serviços de projeto e o panorama atual do mercado de trabalho, integrando na dinâmica de uma empresa de projetos de Engenharia Civil. Outro fator que teve um peso importante na referida motivação, foi o facto de nos tempos que correm a experiência profissional ser um dos fatores mais importantes que as entidades empregadoras têm em conta no momento da análise de um currículo.

## **1.3. Objetivos e metodologia**

O presente trabalho tem como objetivo potenciar a aquisição de competências profissionais, nomeadamente com *softwares* de cálculo automático, procedimentos de dimensionamento e de desenho assistido por computador, consolidando os conhecimentos adquiridos ao longo das aulas, das várias unidades curriculares do mestrado, de maneira a assumir as devidas competências profissionais no futuro. Tendo ainda como objetivos a inserção em ambiente profissional, pretendendo-se ganhar competências sociais e de comunicação, que se consideram bastantes importantes para o desempenho profissional e a entrada em contacto com a abordagem profissional de problemas, mais concretamente em situação de projeto. Ainda dentro deste contexto também se pretende ganhar competências e metodologias de abordagem para lidar com clientes e outros profissionais da área ligados direta ou indiretamente à mesma.

Para o acompanhamento da realização dos projetos, foi efetuada uma avaliação dos conhecimentos sobre a Legislação, Regulamentação Portuguesa e Normativas Europeias aplicáveis a sistemas de distribuição de água e de drenagem de águas residuais e pluviais, análise e dimensionamento estrutural, bem como o reconhecimento de aspetos de organização processual, nos procedimentos a efetuar, nomenclaturas e organização de desenhos, memórias e cálculos justificativos. No que correspondeu ao uso de ferramentas informáticas, para realização deste trabalho, foi efetuada a aprendizagem do *software* informático utilizado no gabinete, nomeadamente:

- AutoCAD para desenho geral;
- Cype Infraestruturas de Saneamento para drenagem de águas residuais e pluviais;
- CypeCad para análise e dimensionamento estrutural.

Foi ainda analisado o enquadramento local e as soluções construtivas, mais vulgarmente, praticadas na região do projeto global do conjunto turístico.

#### **1.4. Descrição da empresa e do conjunto turístico (*resort*)**

O estágio curricular foi concedido pela empresa Ferreira Lapa, Lda. sob a supervisão direta do Professor José Alberto Marques Lapa, como Diretor Geral da referida empresa e na qualidade de Patrono e Orientador do estágio, no que foi apoiado pelos colaboradores, Eng.º Jorge Catarino, na parte de projetos de saneamento básico e pelo Eng.º António Figueiredo, na parte de projetos de estabilidade.

A Ferreira Lapa, Lda. com sede em Aveiro, é uma empresa multifacetada, abarcando vários tipos de atividades em sistema de cooperativa com vários profissionais apresentando atualmente soluções nos domínios da Engenharia Civil, Energias Renováveis, Gestão de Empreendimentos, Comunicação, Design, *Webdevelopment*, Arqueologia, Turismo e Traduções Técnicas (<http://www.FerreiraLapa.com>).

A empresa foi criada em Maio de 2013 com a nomeação do Eng.º José Lapa como Diretor Geral, que trouxe para a empresa e transmitiu aos seus colaboradores, experiência e conhecimentos adquiridos ao longo da sua vida profissional, que por sua vontade são agora património de conhecimento da própria empresa (<http://www.FerreiraLapa.com>).

O conjunto turístico (*resort*) com designação comercial de MOUNT EDEN ROYALE, localiza-se junto à povoação de Diogo Martins, na freguesia de São Miguel do Pinheiro, no concelho de Mértola, num terreno designado por Herdade do Cerro Alto com área registada de 234 hectares.

O conjunto turístico, em que se pretende ter uma classificação de 4 estrelas (Portaria n.º 309/2015), será composto por 6 aldeamentos turísticos, 1 Hotel (também de 4 estrelas) e vários equipamentos de animação autónoma, incluindo um campo de golfe de 18 buracos e equipamentos de apoio e de uso comum, desenvolvendo-se na área comum do *resort* de acordo com o ordenamento do território representado na Figura 1. Este conjunto turístico está dimensionado para 3000 camas em 605 unidades de alojamento, sendo 2860 camas distribuídas por 545 unidades habitacionais localizadas nos aldeamentos turísticos, com diferentes tipologias de edifícios, como moradias unifamiliares, moradias geminadas, moradias em banda e apartamentos, complementadas com 140 camas distribuídas por 64 *suites* no Hotel.

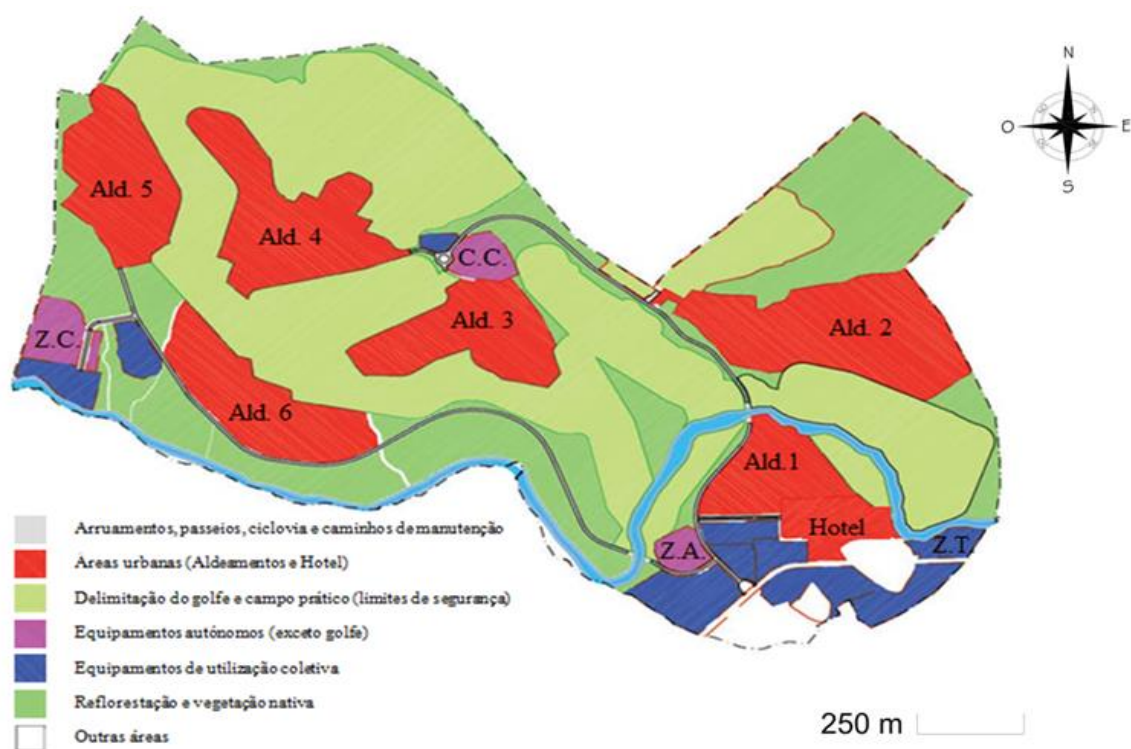


Figura 1 – Ordenamento do território do conjunto turístico (Mértola).

Conforme pode ser observado pela Figura 1, o conjunto turístico é constituído por uma área de ocupação urbanística com cerca de 60 ha, sendo a restante área ocupada por equipamentos de animação autónoma e zonas verdes de proteção, com área de ocupação de cerca de 91 ha e por equipamentos de apoio e uso comum com área de ocupação de cerca de 12 ha, sendo ainda utilizados cerca de 5 ha para vias de comunicação. A restante área, de cerca de 66 ha, é constituída por zonas não intervencionadas com vegetação nativa, de arborização e florestação, da ribeira, de proteção a linhas de água, dos lagos artificiais não incluídos para a rega do campo de golfe e cedência de terreno à Câmara Municipal de Mértola, na zona entre a povoação de Diogo Martins e a estrada municipal.

As abreviaturas Ald., C.C., Z.A., Z.C. e Z.T. presentes na Figura 1 correspondem, respetivamente, a Aldeamento, *Country Club*, Zona Administrativa, Zona Comunitária e Zona Técnica.

## **1.5. Estrutura do trabalho**

No sentido de realizar os objetivos propostos, a exposição do trabalho desenvolvido encontra-se dividida em 11 capítulos e dois Anexos (A e B):

O presente capítulo apresenta uma introdução ao que se pretende desenvolver neste trabalho, bem como os seus objetivos, sendo também feita uma breve explicação da empresa acolhedora ao estágio e do respetivo conjunto turístico.

Dada a cada vez maior importância da atualização da formação e, sendo este um documento de âmbito académico, com incidência sobre um estágio curricular, considerou-se importante apresentar uma pesquisa bibliográfica sobre o tema deste trabalho, elementos que constam no capítulo 2.

No capítulo 3 apresentam-se os conceitos e aspetos relativos aos projetos de Saneamento Básico.

Os capítulos 4, 5 e 6, referem-se à parte I deste trabalho, e apresentam-se, respetivamente, os métodos de conceção dos sistemas de abastecimento de água potável e de serviço de combate a incêndios, drenagem de águas residuais e pluviais.

No capítulo 7 dá-se início à parte II deste trabalho e apresenta-se a descrição geral da estrutura, bem como, a sua solução estrutural e apresentação do *software* a utilizar.

O capítulo 8, transcreve a regulamentação e ações a utilizar na modelação da superestrutura, bem como os métodos para pré-dimensionar os seus elementos estruturais.

No capítulo 9, pretende-se mostrar como foi realizada a modelação da superestrutura e a aplicação das ações sobre esta.

O capítulo 10, refere-se à análise da superestrutura, indicando-se todo o processo que o *software* utiliza para efetuar o dimensionamento da própria.

No capítulo 11 são apresentadas as conclusões sobre a realização deste trabalho.

No Anexo A, apresentam-se as plantas de arquitetura que serviram de base à modelação, de ambos os corpos constituintes do Hotel.

No Anexo B, apresentam-se as plantas estruturais, obtidas pelo *software* de cálculo automático (CypeCad), de ambos os corpos constituintes do Hotel.



## **2. ESTADO DA ARTE**

### **2.1. O Projeto no âmbito da Engenharia Civil**

O projeto no âmbito da Engenharia Civil torna-se complexo, com os consequentes desafios semânticos, tanto ao nível de comunicação quanto de interpretação entre equipas de projeto. O aumento da dimensão e o consequente aumento nos custos dos novos empreendimentos, além da preocupação pela diminuição do desperdício e o aumento da qualidade e da produtividade, constituem fatores que há algumas décadas já levaram a comunidade da engenharia a estabelecer novos padrões de desempenho (Molina & Junior, 2014).

O conceito de Engenharia Civil é muito antigo e corresponde hoje à Engenharia da construção: de pontes, edifícios, obras hidráulicas, estradas, portos, etc., isto é, ao projeto e realização das obras do equipamento social básico, permitindo ao homem suprir as suas necessidades fundamentais: a água e os alimentos, a habitação e o saneamento, a energia e os transportes, os lazeres e os desportos; prover à defesa contra as cheias e as secas, contra a erosão do solo e a desertificação, contra a poluição e os terramotos e que estuda e resolve os grandes problemas de urbanização e ordenamento de território (Serafim, 1992).

Os diversos projetos podem diferir de modo substancial no que diz respeito ao grau de pormenor e de rigor do planeamento das tarefas a realizar, dos materiais a utilizar e das técnicas de execução. Do mesmo modo, varia também a capacidade de prever e garantir determinados níveis de qualidade, traduzidos, não só pelo desempenho final das obras, mas também pelos seus custos, facilidade e rapidez de execução (Associação Portuguesa da Indústria de Cerâmica, 2009).

Neste contexto, designa-se Projeto como um conjunto de peças escritas e peças desenhadas destinadas a constituir uma descrição detalhada de uma obra a executar. (Reis, Farinha, & Farinha, 2012).

### **2.2. A importância do estudo e qualidade dos projetos**

A importância do estudo relativamente à interpretação, compreensão, modelação, análise e verificação da segurança e do comportamento, bem como o desenho e a pormenorização

dos projetos de Engenharia Civil para a execução de obras tem vindo cada vez mais a ser reconhecida como fundamental para garantia da qualidade, do controlo dos custos e prazos, da prevenção de patologias construtivas e, mais recentemente, na adequação do produto final ao mercado a que se destina.

A qualidade dos projetos e da sua coordenação, influencia o sucesso dos empreendimentos. Enquanto um projeto qualitativamente bem elaborado dá melhores garantias de sucesso na concretização do empreendimento, um projeto deficiente poderá ter consequências imprevisíveis no desenvolvimento ou mesmo durante a exploração do mesmo. As deficiências dos projetos são uma das mais significativas causas dos problemas e conflitos na construção de importantes empreendimentos e, por vezes até, causa marcante do seu insucesso (Couto & Teixeira, 2006).

Dentre as causas mais frequentes que justificam a deficiente qualidade dos projetos destinados à contratação das empreitadas e consequente execução, podem-se resumir as seguintes:

- a ausência de levantamentos topográficos atualizados e estudos geotécnicos que caracterizem as condições dos terrenos, de forma a permitir uma correta conceção das fundações e estruturas, avaliação dos movimentos de terras e dos arranjos exteriores;
- o reduzido trabalho de coordenação entre as diferentes especialidades com uma visão integrada, de forma a compatibilizar os trabalhos, alargando o âmbito também à envolvente exterior, nomeadamente aos arranjos paisagísticos e as ligações às redes das infraestruturas;
- a falta de rigor na definição e especificação dos projetos de execução, com destaque para os mapas de medições, cadernos de encargos e pormenores construtivos, mapas de acabamentos e peças desenhadas;
- a não existência de um sistema de controlo de qualidade em obra, que permita identificar os erros cometidos, avaliar as suas consequências e elaborar recomendações para serem consideradas nos projetos futuros.

Alguns dos erros referidos resultam do modelo de estrutura de muitos gabinetes de arquitetura e de engenharia, no geral de pequena dimensão, recorrendo à subcontratação dos projetos por especialidade. Como em cada projeto intervêm diferentes técnicos de

arquitetura, engenharia, desenhadors e medidores orçamentistas, a ausência de reuniões de coordenação entre todos os intervenientes contribui decisivamente para as incompatibilidades e falta de rigor posteriormente detetados em obra (Couto & Teixeira, 2006).

### 2.3. Gestão de projetos e ou empreendimentos

A gestão integra-se num ciclo dinâmico e flexível. Inicia-se com o planeamento que inclui a definição de objetivos, a estratégia a adotar e a quantificação dos recursos necessários. Segue-se a execução com afetação de recursos e gestão dos mesmos. Complementa-se o ciclo com o controlo baseado em medições, relatórios e resolução de problemas com eventual tomada de medidas corretivas (Mata, 2002).

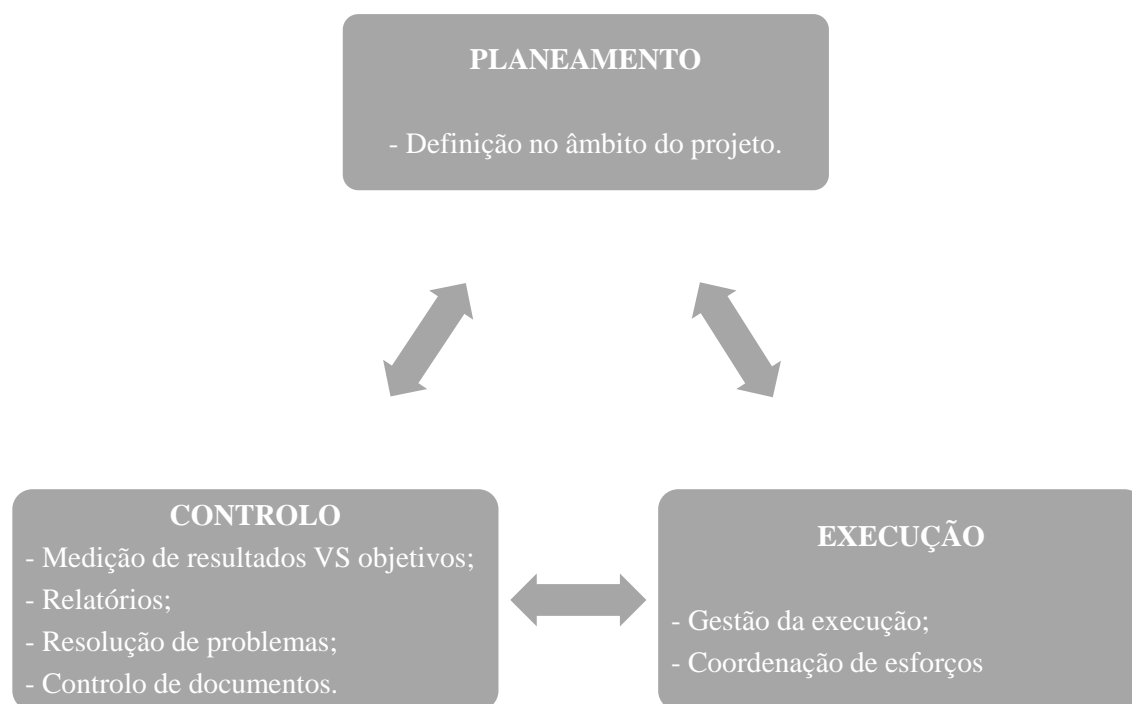


Figura 2 – Ciclo dinâmico da gestão (Mata, 2002).

Pela análise da Figura 2 e por aplicação dessa a uma organização ou um empreendimento, a definição dos objetivos acontece ainda na fase de planeamento e é responsável pelos restantes pontos desta fase. Os objetivos devem ser claros, mensuráveis e quantificáveis, com tempos de execução bem definidos e podem ainda ser divididos em metas, como forma de melhor e controlar o trabalho realizado.

Há milhares de anos que o homem desenvolve empreendimentos envolvendo a realização de obras, algumas delas incomensuráveis em termos de alocação de recursos financeiros, de mão-de-obra, materiais ou equipamentos. Gerou-se assim um saber acumulado ao longo de muitas gerações que levou à formulação de bastantes procedimentos padronizados e até objeto de regimes legais minuciosos. Contudo, a complexidade da construção aumentou significativamente nas últimas décadas, mercê de exigências crescentes formuladas pelo utente e pela sociedade em geral, salientando-se entre outras o conforto, as preocupações ambientais e a segurança no trabalho. Gerou-se assim uma espiral no conhecimento exigido aos intervenientes e concomitantemente nas suas necessidades de formação e informação. Genericamente, para a consecução de um empreendimento será necessário em primeiro lugar definir claramente o que se pretende, através da realização de um bom projeto. Seguidamente, contratar-se-á um empreiteiro adequado, comumente através de um procedimento de concurso. Finalmente, dever-se-á fiscalizar a execução dos trabalhos de construção (Pereira, 2014).

## **2.4. Regulamentação Portuguesa**

Os regulamentos são documentos de síntese cuja elaboração tem sido o objetivo das associações técnicas e das entidades normativas e envolvem um trabalho imensurável, nem sempre perceptível ao utilizador desses documentos (Appleton, 2013).

Relativamente à estabilidade de edifícios e pontes são diversas as fontes que referem a existência de regulamentos criados logo após o sismo de 1755 para dotar as novas construções de capacidade resistente aos sismos. Aparentemente parece que foi Portugal o primeiro país a dispor de um regulamento consagrado à defesa das construções contra os abalos sísmicos. No entanto a evolução do condicionalismo e dos recursos da arte de construir restringiram fortemente o seu campo de aplicação e as referidas disposições regulamentares não constituem hoje mais do que um valioso documento da história da construção civil no nosso país (LNEC, 2012).

A regulamentação é em geral implementada ou atualizada após a concretização das respetivas inovações e desenvolvimentos tecnológicos. Como tal apresenta-se de seguida a evolução histórica da regulamentação Portuguesa no domínio das ações e das estruturas de betão (Appleton, 2013).

- No domínio das ações:

1897 – Regulamento para projeto, provas e vigilância das pontes metálicas;

1929 – Dec. 16781 – Regulamento das Pontes Metálicas (este regulamento foi objeto de diversas alterações até 1958, como o Dec. 41584) (RPM);

1961 – Dec. 44041 – Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes (RSEP);

1983 – Dec. 235/83 – Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).

- No domínio das estruturas de betão armado:

1918 – Dec. 4036 de 28/03/1918 – Regulamento para o emprego do beton armado;

1935 – Dec. 25948 de 16/10/1935 – Regulamento do Betão Armado (RBA);

1967 – Dec. 47723 de 25/05/1967 – Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA);

1971 – Dec. 404/73 de 23/09/1971 – Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos (RBLH);

1983 – Dec. 349-c/83 de 30/07/1983 – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP).

Já no que se refere a sistemas públicos de abastecimento de água potável e drenagem de águas residuais, o Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPPDADAR) publicado no Decreto Regulamentar nº 23/95 de 23 de Agosto, tem como objetivo assegurar o bom funcionamento global dos sistemas de distribuição pública e predial de água e de drenagem pública e predial de águas residuais, preservando-se a segurança, a saúde pública e o conforto dos utentes (Afonso, 1997).

## **2.5. Eurocódigos**

Apenas no que se refere à estabilidade das construções, os Eurocódigos fornecem regras comuns de cálculo estrutural para a aplicação corrente no projeto de estruturas e dos seus

componentes, de natureza quer tradicional quer inovadora. Elementos construtivos ou condições de cálculo não usuais não são especificamente incluídos, devendo os projetistas, nestes casos, assegurar o apoio especializado necessário. Os Eurocódigos reconhecem a responsabilidade das autoridades regulamentadoras de cada Estado-Membro e salvaguardam o seu direito de estabelecer os valores relacionados com questões de regulamentação da segurança, ao nível nacional, nos casos em que estas continuem a variar de Estado para Estado (Cachim & Morais, 2013).

Os Eurocódigos servem de documentos de referência para os seguintes efeitos:

- a) como meio de comprovar a conformidade dos edifícios e de outras obras de engenharia civil com as exigências essenciais da Diretiva 89/106/CEE do Conselho, particularmente a Exigência Essencial n.º 1 – Resistência mecânica e estabilidade – e a Exigência Essencial n.º 2 – Segurança contra incêndios;
- b) como base para a especificação de contratos de trabalhos de construção e de serviços de engenharia a eles associados;
- c) como base para a elaboração de especificações técnicas harmonizadas para os produtos de construção (EN e Aprovação Técnica Europeia – ETA).

O programa relativo aos Eurocódigos Estruturais inclui as normas, apresentadas na Tabela 1, cada uma das quais, geralmente, constituída por diversas partes.

Tabela 1 – Eurocódigos Estruturais.

<b>EN 1990</b>	Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas	(EC0)
<b>EN 1991</b>	Eurocódigo 1: Ações em estruturas	(EC1)
<b>EN 1992</b>	Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão	(EC2)
<b>EN 1993</b>	Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço	(EC3)
<b>EN 1994</b>	Eurocódigo 4: Projeto de estruturas mistas aço-betão	(EC4)
<b>EN 1995</b>	Eurocódigo 5: Projeto de estruturas de madeira	(EC5)
<b>EN 1996</b>	Eurocódigo 6: Projeto de estruturas de alvenaria	(EC6)
<b>EN 1997</b>	Eurocódigo 7: Projeto geotécnico	(EC7)
<b>EN 1998</b>	Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos	(EC8)
<b>EN 1999</b>	Eurocódigo 9: Projeto de estruturas de alumínio	(EC9)

Os Eurocódigos são implementados em cada país através de normas nacionais que incluem o texto completo do Eurocódigo (incluindo anexos) e pode ser também seguido de um Anexo Nacional. O Anexo Nacional só pode conter informações sobre os parâmetros deixados em aberto no Eurocódigo para escolha nacional, designados por Parâmetros Determinados a Nível Nacional, a utilizar no projeto de edifícios e de outras obras de engenharia civil no país em questão, nomeadamente (Cachim & Morais, 2013):

- a) valores e/ou classes, nos casos em que são apresentadas alternativas no Eurocódigo;
- b) valores para serem utilizados nos casos em que apenas um símbolo é apresentado no Eurocódigo;
- c) dados específicos do país (geográficos, climáticos, etc.), por exemplo, mapa de zonamento da neve;
- d) o procedimento a utilizar nos casos em que sejam apresentados procedimentos alternativos no Eurocódigo;
- e) decisões sobre a aplicação dos anexos informativos;
- f) informações complementares não contraditórias para auxílio do utilizador na aplicação do Eurocódigo.

Os Eurocódigos pretendem assegurar a regulamentação onde a legislação portuguesa é omissa, nomeadamente, diferenciando a ação sísmica mediante os materiais que compõem a estrutura apresentando capítulos específicos para edifícios de betão, edifícios de aço, edifícios mistos de aço-betão, edifícios de madeira e edifícios de alvenaria, assim como, apresentando, por exemplo, disposições específicas para elementos estruturais, como vigas, pilares, ligações viga-pilar e paredes (LNEC, 2012).





## **PARTE I – SANEAMENTO BÁSICO**

### **3. ASPETOS RELATIVOS A PROJETOS DE SANEAMENTO BÁSICO**

#### **3.1. Enquadramento**

Desde cedo, o Saneamento Básico assumiu um papel importante na qualidade de vida e na própria longevidade das populações, uma vez que cedo se percebeu que tem um papel fundamental na promoção e prevenção da saúde pública.

Para a elaboração de estudos/projetos na área do Saneamento Básico, seja de sistemas de tratamento e abastecimento de água ou de drenagem e depuração de águas residuais, é fundamental proceder a uma avaliação tão correta quanto possível das quantidades de água necessária e rejeitada, bem como das características da água na origem e após a utilização, e ainda das características do meio recetor (Marques & Sousa, 2009).

A importância da avaliação correta das bases (caudais, velocidades, diâmetros, etc.) para as quais se deve dimensionar ou projetar sistemas de distribuição de água potável e drenagem de águas residuais e pluviais reside, fundamentalmente, no facto de aqueles sistemas envolverem elevados investimentos e demorada execução e não serem facilmente ampliáveis. A escolha da capacidade inicial de projeto não é simples, necessitando de habilidade e competência na interpretação das tendências sociais e económicas da área a servir e juízo, na avaliação, seguro na análise da experiência passada e na previsão das necessidades futuras (Meireles, 2014).

#### **3.2. Elementos base**

Os elementos base a considerar num projeto de Saneamento Básico são os seguintes:

- horizonte de projeto ou período de vida do projeto – número de anos durante os quais o sistema ou as estruturas e equipamentos que o compõem devem servir em boas condições;
- população de projeto – população a servir no Horizonte de Projeto;

- caudais de projeto – parâmetros quantitativos a considerar no dimensionamento dos diferentes órgãos (populações, cargas, etc.);
- área do projeto – área na qual se tem que avaliar as densidades populacionais e os caudais a considerar;
- hidrologia do projeto – dados hidrológicos para cálculo de precipitações e de caudais pluviais, produtividade das captações, etc.;
- topografia do projeto – dados para definir a localização das instalações da rede.

### **3.3. Disposições regulamentares e normativas**

Não se pretende aqui enumerar exaustivamente a legislação em vigor, mas sim apresentar alguns dos diplomas mais relevantes, a saber:

- Decreto Regulamentar nº 23/95 (23 de Agosto) – aprova os princípios gerais a que devem obedecer a conceção, construção e exploração dos sistemas públicos e prediais de distribuição de água e de drenagem de águas residuais;
- NP 818 (1970) – destina-se a fixar as condições a que devem obedecer os anteprojetos de sistemas de esgotos de aglomerados populacionais;
- NP 819 (1970) – destina-se a fixar as condições a que devem obedecer os projetos de sistemas de esgotos de aglomerados populacionais;
- NP 835 (1971) – destina-se a fixar as características gerais das estações elevatórias de água para abastecimento de aglomerados habitacionais;
- NP 836 (1971) – destina-se a fixar as condições a que deve satisfazer a captação de água para abastecimento de aglomerados populacionais;
- NP 837 (1971) – destina-se a fixar as regras a seguir no dimensionamento e traçado de condutas adutoras para abastecimento de aglomerados populacionais;
- NP 838 (1971) – destina-se a fixar as regras a seguir no dimensionamento de redes de distribuição de água para abastecimento de aglomerados populacionais;
- NP 839 (1971) – destina-se a fixar as características gerais dos reservatórios da água para abastecimento de aglomerados populacionais.

### **3.4. Estudo da evolução da população**

Os sistemas de abastecimento de água potável para consumo e serviço de combate a incêndios, bem como as redes de drenagem de águas residuais e pluviais, devem ser

projetados para servir, em boas condições, tanto a população atual como a população futura (no horizonte de projeto) dos aglomerados a que se destinam.

A avaliação dos caudais domésticos a prever no dimensionamento dos diversos órgãos dos sistemas urbanos de abastecimento de água baseia-se essencialmente no número de habitantes a servir e no consumo diário da água por habitante. O produto destes dois fatores fornece uma parcela fundamental dos consumos à qual se deverão adicionar, no caso de existirem, as componentes dos consumos comerciais, industriais e públicos (Marques & Sousa, 2009).

As estimativas de evolução da população podem ser obtidas por vários métodos, devendo a sua escolha ser efetuada pelo projetista mediante a sua experiência e as características da zona em estudo. O conhecimento da evolução populacional é, assim, um dado de base fundamental, nomeadamente para o cálculo dos consumos de água, os quais irão determinar a conceção e o dimensionamento dos vários órgãos dos sistemas. Posto isto, os dados disponíveis que poderão afetar a evolução da população no futuro são os seguintes:

- censos populacionais;
- inquéritos locais;
- recenseamentos eleitorais;
- estudos de planeamento urbanístico.

Caso se preveja que a evolução populacional passada se mantenha no futuro, é corrente recorrer a métodos de extrapolação, sendo os mais utilizados:

- método aritmético – consiste em somar, à população atual, sempre o mesmo número de habitantes em iguais períodos do tempo. Gráficamente, o crescimento é representado por uma linha reta, podendo o incremento ser igual ao do último período do censo;
- método geométrico – o modelo de crescimento da população é dado por uma progressão geométrica, sendo a curva representativa de evolução de população uma parábola.

Deve-se ter em conta que as previsões da evolução populacional são sempre passíveis de erro, já que fatores não quantificáveis podem introduzir grandes distorções. Por este motivo, aconselha-se a que, por um lado, se realizem ensaios de sensibilidade aos valores

atribuídos às taxas de evolução e, por outro, se calculem populações para várias hipóteses de crescimento, por exemplo, hipótese alta, hipótese mais provável e hipótese baixa. Estes valores permitem balizar as soluções definidas nos projetos e verificar as condições de funcionamento dos sistemas para várias hipóteses de evolução (Meireles, 2014).

De referir ainda que, em Portugal Continental, tem-se assistido a uma estabilização ou decrescimento da população no interior e a um crescimento da população no litoral, consequência da maior atratividade da faixa do litoral, nomeadamente em questão de emprego.

### **3.5. Capitações e tipos de consumos**

A capitação representa o consumo médio diário por habitante e obtém-se dividindo o consumo total verificado no sistema, pelo número de habitantes servidos, grandeza expressa em litros por habitante e por dia (l/hab/dia).

Situações extremas de calor ou frio podem proporcionar aumentos significativos dos valores da capitação: em climas quentes e áridos é maior a necessidade de banhos e regas; nos climas frios, para impedir que as condutas gelem durante as vagas de frio é frequente deixar dispositivos de utilização parcialmente abertos, em particular durante a noite (Marques & Sousa, 2009).

As capitações devem fixar-se atendendo ao nível de vida média da população, ao clima, ao género de atividades dos habitantes (rural ou industrial), ao tipo de urbanização (com ou sem espaços verdes), à idade do abastecimento e a outros fatores que forem julgados dignos de ponderação.

#### **3.5.1. Consumos domésticos**

Atualmente o RGSPDADAR, fixa apenas as capitações mínimas que deverão servir de base à elaboração dos projetos de sistemas de abastecimento de água.

Os valores impostos, referentes a consumos exclusivamente domésticos, dependem unicamente da importância dos núcleos populacionais e são os seguintes:

- a) 80 l/hab/dia ..... até 1 000 hab;
- b) 100 l/hab/dia ..... de 1 000 a 10 000 hab;
- c) 125 l/hab/dia ..... de 10 000 a 20 000 hab;

- d) 150 l/hab/dia ..... de 20 000 a 50 000 hab;
- e) 175 l/hab/dia ..... acima de 50 000 hab.

### 3.5.2. Consumos comerciais

Para estes consumos o regulamento refere que, na generalidade dos casos, as capitações correspondentes podem ser incorporadas nos valores médios da capitação global. Contudo, não quantifica o valor a incorporar.

Em zonas de atividade comercial intensa pode adotar-se uma capitação da ordem de 50 l/hab/dia ou considerarem-se consumos localizados. Para avaliação dos consumos localizados podem utilizar-se os valores de capitação recomendados na generalidade da bibliografia e que se apresentam na Tabela 2.

Tabela 2 – Consumos comerciais.

<b>Tipo de estabelecimento</b>	<b>Consumo unitário</b>
Restaurantes	25 l/refeição
Restaurantes (só cozinha)	10 l/refeição
<i>Snack</i>	15 l/refeição
<i>Pubs</i>	20 l/por lugar
Lavandarias	30 l/kg de roupa seca
Mercado	5 l/m <sup>2</sup> de área/dia
Estações de serviço (s/lavagem)	40 l/automóvel
Cinemas e Teatros	2 l/lugar/sessão
Lavagem de automóveis	200 l/automóvel
Escritórios	50 l/func./dia
Centros Comerciais	100 l/func./dia

Os valores referidos anteriormente deverão naturalmente ser ponderados quanto à sua provável evolução no tempo e quanto às características particulares do estabelecimento em análise.

Como indicação auxiliar em projeto, apresentam-se na Tabela 3 as taxas de ocupação normais para diversos locais.

Tabela 3 – Taxas de ocupação em diversos locais.

Local	Taxa de ocupação
Bancos	1 pessoa/5 m <sup>2</sup>
Escritórios	1 pessoa/6 m <sup>2</sup>
Lojas	1 a 2 pessoas/5 m <sup>2</sup>
Museus e Bibliotecas	1 pessoa/5,5 m <sup>2</sup>
Restaurantes	1 pessoa/1,4 m <sup>2</sup>
Teatros, cinemas e auditórios	1 cadeira/0,70 m <sup>2</sup>

### 3.5.3. Consumos industriais e similares

As quantidades de água utilizadas pelas indústrias dependem consideravelmente do tipo de indústria em questão. Consequentemente, a avaliação das necessidades deve atender aos tipos de indústrias implantadas na zona em estudo e basear-se em consumos indicados pelos organismos oficiais e entidades particulares a consultar especialmente para cada caso. Como tal, os consumos industriais deverão ser avaliados caso a caso e adicionados aos consumos domésticos.

Consideram-se consumos assimiláveis aos industriais os correspondentes, entre outros, às unidades turísticas e hoteleiras. A Tabela 4 fornece valores indicativos dos consumos médios associados a diversos tipos de indústrias.

Tabela 4 – Consumos industriais.

Atividade industrial	Consumo unitário
Adegas	5 l/litro de produto
Fábricas de cerveja	15 l/litro de cerveja
Hotéis (cat. média)	500 l/hósp./dia
Hotéis (luxo)	1 000 l/hósp./dia
Indústria de queijo	7,5 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> de leite
Indústria de laticínios	5 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> de leite
Padarias	2,5 m <sup>3</sup> /ton
Parques de campismo	120 l/camp./dia

### 3.5.4. Consumos públicos

Consumos públicos é o termo utilizado para denominar as quantidades de água que, apesar de serem utilizadas para satisfazer as necessidades das populações, não são englobadas nos consumos domésticos.

O RGSPPDADAR considera consumos públicos, aqueles que se referem a fontanários, bebedouros, lavagem de arruamentos, rega de zonas verdes e limpeza de coletores, e preconiza que sejam incorporados nos valores médios da capitação global, devendo esta ser incrementada de um valor entre 5 e 20 l/hab/dia. No entanto, os que respeitam a estabelecimentos de saúde, ensino, militares, prisionais, bombeiros e instalações desportivas, devem ser considerados em separado e avaliados de acordo com as suas características.

Apresentam-se na Tabela 5 alguns valores habituais para consumos de serviços públicos.

Tabela 5 – Consumos de serviços públicos.

<b>Estabelecimento</b>	<b>Consumo unitário</b>
Escolas e externatos	50 l/dia/aluno
Hospitais (com coz. e lavandaria)	750 l/cama/dia
Hospitais (espaços exteriores)	150 l/cama/dia
Internatos	150 l/aluno/dia
Locais de visita	20 l/visitante/dia
Piscinas Públicas	50 l/utente/dia
Prisões	650 l/preso/dia
Quartéis	150 l/”per capita”/dia
Salas de reuniões	8 l/lugar/dia
Templos	2 l/lugar/dia

### 3.5.5. Fugas e perdas

Neste contexto compreendem-se os volumes de água que se perdem ao longo do sistema, seja através de juntas deficientes, roturas de condutas, extravasamento de reservatórios, ou qualquer outra razão anómala. Além destes, há também que considerar os consumos

realizados por ligações clandestinas, os quais, como não são medidos, são contabilizados como perdas (Marques & Sousa, 2009).

Em geral, designa-se por ‘perdas’ a água não medida (consumidores clandestinos, contadores avariados, etc) e por fugas a água que sai do sistema por roturas ou juntas (nos reservatórios, nos ramais domiciliários ou nas tubagens e acessórios da rede). Esta distinção, todavia, não é clara no regulamento (RGSPDADAR), notando-se ainda a existência de documentos, como a NP-837 que referem ‘perdas’ com o sentido atrás indicado para ‘fugas’ (Afonso, 1997).

O RGSPDADAR fixa um limite mínimo para o caudal de fugas na distribuição de 10% do volume de água entrado no sistema. Na prática não se recomenda a adoção de valores inferiores a 15% dos consumos estimados.

### **3.5.6. Caudais para combate a incêndios**

O RGSPDADAR considera que as necessidades de água para combate a incêndios são função do grau de risco da sua ocorrência e propagação na zona em causa, à qual deve ser atribuída um dos seguintes graus:

- Grau 1 – risco mínimo de incêndio (edifícios predominantemente do tipo familiar);
- Grau 2 – baixo risco de incêndio (predominantemente construções isoladas com um máximo de 4 pisos acima do solo);
- Grau 3 – moderado risco de incêndio (construções com um máximo de 10 pisos acima do solo, destinados à habitação, eventualmente com algum comércio e pequena indústria);
- Grau 4 – considerável risco de incêndio (construções com mais de 10 pisos destinados à habitação e serviços públicos, nomeadamente centros comerciais);
- Grau 5 – elevado risco de incêndio (construções antigas de ocupação essencialmente comercial e de atividade industrial que armazene, utilize ou produza materiais explosivos ou altamente inflamáveis).

Por sua vez, os caudais instantâneos a garantir para o combate a incêndios, em função do grau de risco, deverão ser:

- Grau 1 ..... 15 l/s;
- Grau 2 ..... 22,5 l/s;



- Grau 3 ..... 30 l/s;
- Grau 4 ..... 45 l/s;
- Grau 5 ..... a definir em cada caso.

Todavia, o RGSPDADAR indica que nas zonas onde não seja técnica ou economicamente possível assegurar os referidos caudais instantâneos através da rede pública, dimensionada para consumos normais, nomeadamente em pequenos aglomerados, deve providenciar-se para que haja reservas de água em locais adequados, que assegurem aqueles caudais conjuntamente com os caudais disponíveis na rede de distribuição existente (Marques & Sousa, 2009).

### 3.5.7. Fatores de ponta

Os fatores de ponta consideram que o consumo não é uniforme e a sua determinação deve ser feita com base na análise de registos locais, específicos de cada sistema. Definem-se, assim, três fatores de ponta:

- fator de ponta mensal ( $f_{pm}$ ) – quociente entre o consumo do mês de maior consumo do ano e o consumo mensal médio anual;
- fator de ponta diário ( $f_{pd}$ ) – quociente entre o consumo do dia de maior consumo do ano e o consumo diário médio anual;
- fator de ponta instantâneo ( $f_{pi}$ ) – quociente entre o consumo máximo instantâneo anual e o consumo médio instantâneo anual.

Na falta de elementos que permitam estabelecer valores mais rigorosos, podem-se adotar os seguintes valores para os fatores de ponta (considerando *Pop* a população a servir):

- fator de ponta mensal ( $f_{pm}$ ): 1,3
- fator de ponta diário ( $f_{pd}$ ): 1,5 para  $Pop \geq 1\,000\ hab$   
2,0 para  $Pop < 1\,000\ hab$
- fator de ponta instantâneo ( $f_{pi}$ ):  $f_{pi} = 2 + \frac{70}{\sqrt{Pop}}$  (1)

### 3.5.8. Caudais médios, de ponta e de dimensionamento

Um sistema de abastecimento e distribuição de água é constituído por um conjunto de órgãos que funcionam com caudais variáveis. Os caudais escoados variam ao longo do dia (verificando-se valores máximos no período matinal e final da tarde) e ao longo da vida útil do sistema (observando-se um aumento progressivo dos seus valores ao longo dos anos). Os caudais também variam ao longo do sistema, sendo mais elevados na distribuição do que na adução, devido ao efeito amortecedor dos reservatórios (Meireles, 2014).

Para o correto dimensionamento dos diversos componentes, é necessário quantificar os respetivos caudais máximos de funcionamento, designados vulgarmente por caudais de dimensionamento, de cálculo ou de projeto. O caudal médio diário pode ser obtido com ou sem fugas de acordo com as seguintes expressões:

- o caudal médio diário com fugas

$$Q_m^{CF}(t) = Pop(t) \times Cap(t) + F \quad (2)$$

- o caudal médio diário sem fugas

$$Q_m^{SF}(t) = Pop(t) \times Cap(t) \quad (3)$$

em que:

$Pop(t)$  – população a servir (*hab*);

$Cap(t)$  – capitação (*l/hab/dia*);

$F$  – fugas na rede de distribuição ( $\%F \times Pop(t) \times Cap(t)$ ).

De acordo com as definições anteriores dos fatores de ponta, num sistema de abastecimento e distribuição de água podem definir-se três caudais de ponta, determinados com as seguintes expressões:

- Caudal de ponta mensal

$$Q_{pm}(t) = f_{pm} \times Pop(t) \times Cap(t) + F \quad (4)$$

- Caudal de ponta diário

$$Q_{pd}(t) = f_{pd} \times Pop(t) \times Cap(t) + F \quad (5)$$

- Caudal de ponta instantâneo

$$Q_{pi}(t) = f_{pi} \times Pop(t) \times Cap(t) + F \quad (6)$$

Os caudais de dimensionamento são escolhidos entre os caudais anteriormente referidos, e em função do tipo de infraestrutura ou sistema a dimensionar, assim:

- Sistemas de abastecimento de água em alta (adução) – normalmente dimensionados a partir do caudal do mês de maior consumo, ou em alternativa do dia de maior consumo, em função de diversas variáveis a avaliar caso a caso;
- Sistemas de abastecimento de água em baixa (distribuição) – dimensionados para dar resposta ao caudal de ponta instantâneo.



## **4. CONCEÇÃO DO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA**

### **4.1. Introdução**

Entende-se por sistema de distribuição de água, que no presente trabalho também é designado por rede de distribuição de água, a unidade parcelar do sistema de abastecimento de água constituída pelo conjunto de condutas e pelos elementos especiais, que assegura o transporte e a distribuição da água desde o(s) reservatórios(s) de distribuição até aos utilizadores, em quantidade e pressão adequadas (Marques & Sousa, 2009).

Os trabalhos de conceção do sistema de distribuição de água aplicam-se ao conjunto turístico (*resort*), descrito na secção 1.4.. A rede de distribuição de água irá abastecer os consumos domésticos e não-domésticos, formados por todos os dispositivos prediais, incluindo os de serviço às piscinas públicas e serviços de limpeza, estimados para as edificações dos aldeamentos e dos serviços do empreendimento, bem como, todo o sistema de combate a incêndios do conjunto turístico, constituído por hidrantes situados nos arruamentos principais e interiores dos aldeamentos, do heliporto e da zona junto aos equipamentos de apoio e serviços, excluindo o sistema de rega dos espaços verdes públicos e privados.

### **4.2. Aspetos gerais de conceção**

O abastecimento de água será garantido por adução a partir da rede pública, responsabilidade das Águas Públicas do Alentejo, até um reservatório principal, constituído por duas células, tipo GLS (Glass Lined Steel), a partir do qual serão abastecidos os reservatórios secundários, do mesmo tipo, localizados e referentes ao abastecimento independente de cada aldeamento ou zona delimitada (Zona Comunitária, Zona Técnica e Hotel), cumprindo assim as exigências legislativas deste tipo de empreendimento. Na rede de distribuição serão utilizadas condutas em PEAD (PE100) da classe PN 10.

Os edifícios existentes têm, no máximo, três pisos acima do solo, não se prevendo que no futuro venham a ser construídos edifícios mais altos, e, quanto ao risco de ocorrência e propagação de incêndio, a zona classificou-se de grau 1.

O serviço de combate a incêndios, será assegurado pela mesma rede pública, sendo que o diâmetro mínimo das condutas, a localização dos marcos de incêndio e o caudal instantâneo para combate a incêndios serão em função do grau de risco. Atendendo à classificação da zona (Grau 1), o diâmetro mínimo das condutas será de 90 mm, o espaçamento máximo entre marcos de 200 m e o caudal instantâneo a garantir de 15 l/s. Os marcos deverão possuir três saídas com os diâmetros nominais de 45, 70 e 90 mm e as ligações às saídas deverão estar dotadas de juntas do tipo *storz*, com os diâmetros nominais de 50, 75 e 110 mm, respetivamente, a fim de permitirem a utilização de mangueiras dos bombeiros.

O traçado da rede de distribuição, será desenvolvido de forma a acompanhar o traçado proposto para os arruamentos e, sempre que possível, junto à zona dos passeios. O dimensionamento da rede será executado por forma a garantir os seguintes parâmetros:

- profundidade de assentamento das condutas com um mínimo de 0,80 m, medida entre a geratriz exterior superior da conduta e o nível do pavimento;
- implantar as condutas num plano superior ao dos coletores de águas residuais e a uma distância superior a 1,00 m;
- inclinações mínimas nos troços ascendentes de 0,30 % e nos troços descendentes de 0,50 %;
- pressão máxima (em qualquer ponto da rede) de 600 kPa e pressão mínima imposta em projeto (nos ramais de ligação domiciliária) de 300 kPa.

A rede de distribuição contempla válvulas de seccionamento em pontos estratégicos da rede por forma a seccionar os troços, convenientemente, sendo ainda previstas descargas de fundo nos pontos mais baixos e finais dos troços das condutas, nomeadamente para proceder a operações de limpeza, desinfeção ou reparação.

O horizonte de projeto para condutas e seus constituintes foi considerado de 40 anos de vida útil, enquanto que para equipamentos eletromecânicos (bombas) considerou-se 20 anos.

### 4.3. Dados de base e critérios de dimensionamento

Visto tratar-se de um conjunto turístico (*resort*) o conhecimento da evolução da população a servir no horizonte de projeto deixa de ser um dado importante, tendo em conta que a população não irá crescer mais do que inicialmente foi projetada, obtendo-se assim os dados da população pela lotação máxima do número de pessoas projetadas para o referido empreendimento.

#### 4.3.1. Capitações e consumos

Para satisfazer os consumos domésticos do empreendimento considerou-se uma capitação de 150 l/hab/dia, considerando-se os restantes consumos de acordo com a natureza do edifício e a sua funcionalidade orgânica, conforme os valores apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Consumos unitários.

Natureza do edifício	Consumo unitário
Balneários	30 l/m <sup>2</sup> /dia
Escritórios	50 l/funcionário/dia
Hotel	900 l/hóspede/dia
Lojas e minimercados	15 l/m <sup>2</sup> /dia
Piscinas	10 l/m <sup>2</sup> de projeção horizontal/dia
Restaurantes e <i>snack-bars</i>	40 l/m <sup>2</sup> /dia

#### 4.3.2. Caudais de dimensionamento

Os caudais de dimensionamento foram idealizados atendendo ao sistema de distribuição, para darem resposta ao caudal de ponta instantâneo, considerando-se fugas na distribuição de 10% do volume de água entrado no sistema. Tendo em conta que o empreendimento é composto por 6 aldeamentos turísticos (1 a 6), 1 Hotel, uma zona administrativa, uma zona comunitária, uma zona técnica e um *country club*, os caudais foram obtidos individualmente para cada um dos aldeamentos e das referidas zonas, com a exceção da zona administrativa, sendo esta considerada no caudal do aldeamento 1. Os valores dos caudais apresentados na Tabela 7 foram obtidos com base nas capitações e consumos apresentados na secção anterior (4.3.1.), através do uso da expressão (6).

Tabela 7 – Caudais totais de dimensionamento.

Local	Designação	Quantidades	$f_{pi}$	$Q_{pi}$ (l/dia)	$Q_{pi}$ (l/s)
Aldeamento 1	População	660 hab.	4,72	613 466,49	7,10
	Balneário	300 m <sup>2</sup>			
	Minimercado	340 m <sup>2</sup>			
	Piscina	325 m <sup>2</sup>			
	<i>Snack-bar</i>	270 m <sup>2</sup>			
Aldeamento 2	População	845 hab.	4,41	750 138,87	8,68
	Balneário	299 m <sup>2</sup>			
	Loja	995 m <sup>2</sup>			
	Minimercado	240 m <sup>2</sup>			
	Piscina	249 m <sup>2</sup>			
	Restaurante	242 m <sup>2</sup>			
Aldeamento 3	População	659 hab.	4,73	607 319,25	7,03
	Balneário	369 m <sup>2</sup>			
	Minimercado	240 m <sup>2</sup>			
	Piscina	269 m <sup>2</sup>			
	Restaurante	240 m <sup>2</sup>			
Aldeamento 4	População	999 hab.	4,21	768 957,56	8,90
	Balneário	388 m <sup>2</sup>			
	Minimercado	252 m <sup>2</sup>			
	Piscina	288 m <sup>2</sup>			
	Restaurante	252 m <sup>2</sup>			
Aldeamento 5	População	577 hab.	4,91	590 394,71	6,83
	Balneário	458 m <sup>2</sup>			
	Minimercado	252 m <sup>2</sup>			
	Piscina	358 m <sup>2</sup>			
	Restaurante	252 m <sup>2</sup>			



Local	Designação	Quantidades	$f_{pi}$	$Q_{pi}$ (l/dia)	$Q_{pi}$ (l/s)
Aldeamento 6	População	531 hab.	5,04	553 155,94	6,40
	Balneário	379 m <sup>2</sup>			
	Minimercado	252 m <sup>2</sup>			
	Piscina	279 m <sup>2</sup>			
	Restaurante	252 m <sup>2</sup>			
Hotel	Hóspede	900 hósp.	7,53	1 099 293,97	12,72
Zona comunitária	População	270 hab.	5,50	514 942,61	5,96
	Balneário	100 m <sup>2</sup>			
	Loja	71 m <sup>2</sup>			
	Piscina	100 m <sup>2</sup>			
	Restaurante	400 m <sup>2</sup>			
	<i>Snack-bar</i>	155 m <sup>2</sup>			
Zona técnica	População	140 hab.	7,72	182 766,62	2,12
	Loja	120 m <sup>2</sup>			
<i>Country club</i>	População	400 hab.	5,50	502 320,00	5,81
	Restaurante	550 m <sup>2</sup>			
	<i>Snack-bar</i>	193 m <sup>2</sup>			

#### 4.3.3. Dimensionamento da rede de distribuição de água

O dimensionamento da rede efetuou-se tendo em conta a minimização dos custos, que deve ser conseguida através de uma combinação criteriosa de diâmetros, observando-se as seguintes regras:

- a velocidade de escoamento para o caudal de ponta no horizonte de projeto não deve exceder o valor calculado pela expressão (7):

$$V = 0,127 \times D^{0,4} \quad (7)$$

onde:

$V$  – velocidade limite (m/s);

$D$  – diâmetro interno da conduta (mm).

- a velocidade de escoamento para o caudal de ponta no ano de início de exploração do sistema não deve ser inferior a 0,30 m/s e nas condutas onde não seja possível verificar este limite devem prever-se dispositivos adequados para descarga periódica;
- a flutuação de pressões em cada nó do sistema não deve ultrapassar os 300 kPa.

Tendo em conta que o traçado da rede de distribuição de água será desenvolvido de forma a acompanhar o traçado proposto para os arruamentos, optou-se por se realizar uma rede de distribuição ramificada. As redes ramificadas são caracterizadas pelo facto de o sentido do escoamento ser bem definido e o caudal em cada troço ser apenas função dos consumos a jusante, com a principal vantagem de requerer um menor comprimento, donde resulta, em primeira análise, uma maior economia relativamente ao investimento inicial.

Após o traçado da rede de distribuição ramificada em planta e designação dos respetivos nós, apresentado na Figura 3, seguiu-se o processo de dimensionamento da referida rede com o auxílio de uma folha de cálculo (Microsoft Excel), elaborada de acordo com as regras e critérios enunciados nas secções anteriores e presentes no RGSPDADAR, com a seguinte metodologia:

- a) designação dos nós da rede em planta;
- b) medição do comprimento real dos troços das condutas em planta;
- c) afetação de 10%, o comprimento real dos troços das condutas, obtendo-se assim o comprimento de cálculo necessário à determinação das perdas de carga;
- d) determinação do caudal de percurso ( $Q_{per}$ ) de cada troço, tendo em conta os tipos de ocupação diferenciados (vivendas, apartamentos, restaurantes, etc.), tomando por base a sua localização exata em planta e os seus respetivos consumos;
- e) determinação do caudal a jusante ( $Q_j$ ) de cada troço;
- f) cálculo do caudal de montante ( $Q_m$ ) através da expressão (8):

$$Q_m = Q_{per} + Q_j \quad (8)$$

- g) cálculo do caudal equivalente ( $Q_{eq}$ ), necessário à determinação das perdas de carga, de acordo com a expressão (9):

$$Q_{eq} = Q_j + 0,55 \times Q_{per} \quad (9)$$

- h) atribuição de diâmetros aos troços das condutas, tendo em conta as regras e critérios apresentados anteriormente;
- i) cálculo das velocidades (montante e jusante), com recurso ao uso da equação da continuidade (10):

$$Q = A \times V \quad (10)$$

em que:

$Q$  – caudal ( $m^3$ );

$A$  – área da secção da conduta ( $m^2$ );

$V$  – velocidade de escoamento ( $m/s$ );

- j) comparação das velocidades determinadas anteriormente com as velocidades mínima (0,30 m/s) e máxima regulamentar (expressão (7));
- k) determinação da perda de carga unitária ( $J$ ) com recurso à fórmula monómia (11), adequada ao tipo de material da conduta (polimérico):

$$Q = 58,9 \times D^{2,69} \times J^{0,56} \quad (11)$$

- l) atribuição aos nós, de cada troço (montante e jusante), as respetivas cotas topográficas de acordo com as cotas do traçado proposto para os arruamentos;
- m) determinação das cotas e alturas piezométricas dos troços (montante e jusante) tendo em conta a cota de soleira do reservatório;
- n) verificação da pressão máxima regulamentar na rede de 600 kPa ( $\approx 60 \text{ m.c.a.}$ ), obtida pela diferença entre a cota de soleira do reservatório e a cota topográfica a jusante em cada nó;
- o) verificação da flutuação máxima de pressão regulamentar 300 kPa ( $\approx 30 \text{ m.c.a.}$ ), conseguida pela diferença entre a pressão máxima e a altura piezométrica a jusante.

Na presente parte deste trabalho, para não se estar a repetir o procedimento, apenas se apresenta o dimensionamento da rede de distribuição de água potável e de serviço de combate a incêndios, referente ao aldeamento 1, de acordo com a metodologia, anteriormente, apresentada. Para os restantes aldeamentos e referidas zonas foi utilizado, de forma análoga, o mesmo procedimento de cálculo.

Na Tabela 8 apresentam-se os valores referentes ao dimensionamento da respetiva rede de distribuição ramificada, considerando-se a soleira do reservatório à cota 254,00m.

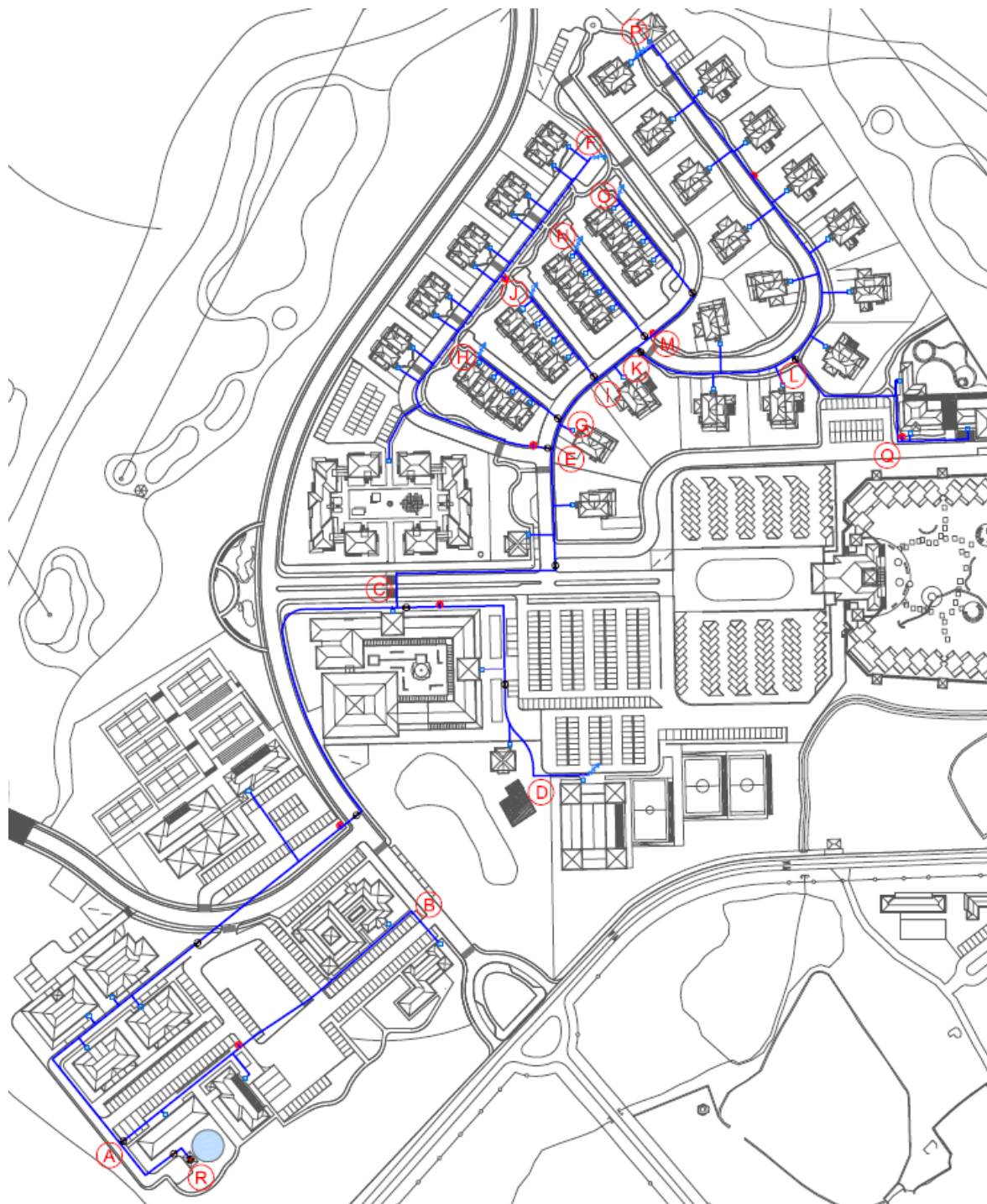


Figura 3 – Traçado da rede de distribuição ramificada em planta (aldeamento 1).

Tabela 8 – Folha de cálculo para dimensionamento da rede de distribuição ramificada (aldeamento 1).

Troços		Caudais				Diâmetros		Velocidades			Perdas de carga		Cotas topográficas		Cotas piezométricas		Alturas piezométricas		Pressão máxima	Flutuações
designação	comprimento real	comprimento de cálculo	percurso	de jussante	de montante	equivalente	nominal	interior	jussante	montante	máxima	unitária	total	montante	jussante	montante	jussante	jussante	jussante	jussante
-	m	m	l/s	l/s	l/s	l/s	mm	mm	m/s	m/s	m/s	m/Km	m	m	m	m	m	m	m.c.a	m.c.a
R-A	44,00	48,40	0,00	7,10	7,10	7,10	160	130,80	0,53	0,53	0,89	1,76	0,09	223,30	223,00	253,91	30,70	30,91	31,00	0,09
A-B	176,00	193,60	0,24	0,00	0,24	0,13	90	73,60	0,00	0,06	0,71	0,02	0,00	223,00	218,36	253,91	30,91	35,55	35,64	0,09
A-C	392,00	431,20	1,38	5,48	6,86	6,24	160	130,80	0,41	0,51	0,89	1,40	0,60	223,00	211,96	253,91	30,91	41,35	42,04	0,69
C-D	159,00	174,90	0,26	0,00	0,26	0,14	90	73,60	0,00	0,06	0,71	0,03	0,00	211,96	213,40	253,31	41,35	39,91	40,60	0,69
C-E	149,00	163,90	0,06	5,16	5,22	5,19	125	102,20	0,63	0,64	0,81	3,29	0,54	211,96	212,40	253,31	41,35	40,37	41,60	1,23
E-F	210,00	231,00	1,60	0,00	1,60	0,88	90	73,60	0,00	0,38	0,71	0,67	0,15	212,40	208,05	252,62	40,37	44,57	45,95	1,38
E-G	14,00	15,40	0,05	3,50	3,56	3,53	110	90,00	0,55	0,56	0,77	3,05	0,05	212,40	211,25	252,73	40,37	41,48	42,75	1,27
G-H	48,00	52,80	0,16	0,00	0,16	0,09	63	51,60	0,00	0,08	0,61	0,06	0,00	211,25	212,72	252,73	41,48	40,00	41,28	1,28
G-I	26,00	28,60	0,00	3,34	3,34	3,34	110	90,00	0,52	0,52	0,77	2,76	0,08	211,25	210,81	252,65	41,48	41,84	43,19	1,35
I-J	49,00	53,90	0,16	0,00	0,16	0,09	63	51,60	0,00	0,08	0,61	0,06	0,00	210,81	212,83	252,65	41,84	39,81	41,17	1,36
I-K	24,00	26,40	0,08	3,09	3,17	3,14	110	90,00	0,49	0,50	0,77	2,47	0,07	210,81	210,19	252,65	41,84	42,39	43,81	1,42
K-L	79,00	86,90	0,23	2,53	2,76	2,66	90	73,60	0,60	0,65	0,71	4,83	0,42	210,19	207,09	252,58	42,39	45,07	46,91	1,84
L-Q	113,00	124,30	1,49	0,00	1,49	0,82	90	73,60	0,00	0,35	0,71	0,59	0,07	207,09	204,27	252,16	45,07	47,82	49,73	1,91
L-P	178,00	195,80	1,04	0,00	1,04	0,57	90	73,60	0,00	0,24	0,71	0,31	0,06	207,09	203,35	252,16	45,07	48,75	50,65	1,90
K-M	7,00	7,70	0,00	0,33	0,33	0,33	90	73,60	0,08	0,08	0,71	0,11	0,00	210,19	209,94	252,58	42,39	42,64	44,06	1,42
M-N	53,00	58,30	0,16	0,00	0,16	0,09	63	51,60	0,00	0,08	0,61	0,06	0,00	209,94	211,01	252,58	42,64	41,57	42,99	1,42
M-O	87,00	95,70	0,16	0,00	0,16	0,09	90	73,60	0,00	0,04	0,71	0,01	0,00	209,94	209,96	252,58	42,64	42,62	44,04	1,42

Como se pode verificar pela observação dos valores da Tabela 8, existem várias condutas em que não é verificada a velocidade mínima regulamentar de 0,30 m/s. Para tal, e de acordo com o Artigo 21 ° do RGSPDADAR, devem prever-se dispositivos adequados para promoverem descargas periódicas nestas condutas (por ex.: descargas de fundo). Deve-se ainda evidenciar o facto de os diâmetros dos troços G-H, I-J e M-N serem menores que o diâmetro nominal mínimo, associado ao grau de risco de incêndio (90 mm). Este facto deve-se, pelos respetivos troços não abastecerem marcos de incêndio a jusante, sendo estes limitados pelo diâmetro nominal mínimo de 60 mm (regulamentar), de acordo com o Artigo 23 ° do RGSPDADAR, sendo utilizado o diâmetro mínimo comercial de 63 mm. Importa ainda referir que os valores dos caudais presentes na Tabela 8 não estão afetados do caudal instantâneo necessário para combate a incêndio, isto porque, numa primeira fase o dimensionamento da rede efetua-se sem considerar este caudal, verificando-se apenas as imposições regulamentares para a situação sem incêndio. Numa segunda fase é acrescentado o caudal instantâneo necessário ao combate de incêndios, de acordo com o que se apresenta nos próximos parágrafos.

No que respeita ao risco de incêndio, enunciado anteriormente, a zona em estudo é de grau 1 e, como tal, é necessário considerar um caudal instantâneo de 15 l/s para o combate a incêndios. Para a definição da situação mais desfavorável são candidatos, à partida, os nós da rede que estão mais afastados do reservatório e/ou a cotas mais elevadas. Regra geral, não é possível definir um único marco de incêndio mais desfavorável, pelo que será necessário analisar várias situações. No caso presente, para não se estar a repetir o procedimento, apenas se analisou a situação de ocorrência de incêndio no nó O, cujos resultados podem ser observados na Tabela 9.

O Artigo 22° do RGSPDADAR admite que nas situações de incêndio as pressões da rede possam ser inferiores a 100 kPa ( $\approx 10$  m.c.a). Porém, conforme se pode observar, Tabela 9, no caso em estudo as pressões são bastante superiores a este valor. É ainda de notar que em caso de incêndio, as velocidades obtidas, nalguns troços, são consideravelmente superiores às obtidas para a situação sem incêndio, no entanto, devido à excecionalidade desta ocorrência, não existe qualquer limitação regulamentar à velocidade máxima.

Tabela 9 – Folha de cálculo para dimensionamento da rede de distribuição ramificada (aldeamento 1 – incêndio no nó O).

Troços	Caudais				Diâmetros		Velocidades			Perdas de carga		Cotas topográficas		Cotas piezométricas		Alturas piezométricas		Pressão máxima	Flutuações
	designação	comprimento real	comprimento de cálculo	de jussante	de montante	equivalente	nominal	interior	jussante	montante	máxima	unitária	total	montante	jussante	montante	jussante	jussante	jussante
-	m	m	l/s	l/s	l/s	l/s	mm	mm	m/s	m/s	m/s	m/Km	m	m	m	m	m	m.c.a	m.c.a
R-A	44,00	48,40	0,00	22,10	22,10	22,10	160	130,8	1,64	1,64	0,89	13,36	0,65	223,30	223,00	254,00	253,35	30,35	31,00
A-B	176,00	193,60	0,24	0,00	0,24	0,13	90	73,6	0,00	0,06	0,71	0,02	0,00	223,00	218,36	253,35	253,35	30,35	35,64
A-C	392,00	431,20	1,38	20,48	21,86	21,24	160	130,8	1,52	1,63	0,89	12,45	5,37	223,00	211,96	253,35	247,98	30,35	42,04
C-D	159,00	174,90	0,26	0,00	0,26	0,14	90	73,6	0,00	0,06	0,71	0,03	0,00	211,96	213,40	247,98	247,98	36,02	40,60
C-E	149,00	163,90	0,06	20,16	20,22	20,19	125	102,2	2,46	2,46	0,81	37,21	6,10	211,96	212,40	247,98	241,88	29,48	41,60
E-F	210,00	231,00	1,60	0,00	1,60	0,88	90	73,6	0,00	0,38	0,71	0,67	0,15	212,40	208,05	241,88	241,73	33,68	45,95
E-G	14,00	15,40	0,05	18,50	18,56	18,53	110	90,0	2,91	2,92	0,77	58,81	0,91	212,40	211,25	241,88	240,98	29,48	42,75
G-H	48,00	52,80	0,16	0,00	0,16	0,09	63	51,6	0,00	0,08	0,61	0,06	0,00	211,25	212,72	240,98	240,98	28,26	41,28
G-I	26,00	28,60	0,00	18,34	18,34	18,34	110	90,0	2,88	2,88	0,77	57,72	1,65	211,25	210,81	240,98	239,33	29,73	43,19
I-J	49,00	53,90	0,16	0,00	0,16	0,09	63	51,6	0,00	0,08	0,61	0,06	0,00	210,81	212,83	239,33	239,33	28,52	41,17
I-K	24,00	26,40	0,08	18,09	18,17	18,14	110	90,0	2,84	2,86	0,77	56,59	1,49	210,81	210,19	239,33	237,83	28,52	43,81
K-L	79,00	86,90	0,23	2,53	2,76	2,66	90	73,6	0,60	0,65	0,71	4,83	0,42	210,19	207,09	237,83	237,41	27,64	46,91
L-Q	113,00	124,30	1,49	0,00	1,49	0,82	90	73,6	0,00	0,35	0,71	0,59	0,07	207,09	204,27	237,41	237,34	30,32	49,73
L-P	178,00	195,80	1,04	0,00	1,04	0,57	90	73,6	0,00	0,24	0,71	0,31	0,06	207,09	203,35	237,41	237,35	30,32	50,65
K-M	7,00	7,70	0,00	15,33	15,33	15,33	90	73,6	3,60	3,60	0,71	110,13	0,85	210,19	209,94	237,83	236,99	27,64	44,06
M-N	53,00	58,30	0,16	0,00	0,16	0,09	63	51,6	0,00	0,08	0,61	0,06	0,00	209,94	211,01	236,99	236,98	27,05	42,99
M-O	87,00	95,70	0,16	15,00	15,16	15,09	90	73,6	3,53	3,56	0,71	107,10	10,25	209,94	209,96	236,99	226,74	27,05	44,04
																			27,26





## **5. CONCEÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS**

### **5.1. Introdução**

A utilização da água por parte das comunidades tem como consequência a produção de águas residuais domésticas/industriais. As características dessas águas são significativamente diferentes das águas nas quais tiveram origem. Regra geral, caracterizam-se por conterem quantidades elevadas de matéria orgânica, facilmente biodegradável, e/ou outras matérias poluentes nocivas à saúde pública. Como tal, torna-se necessário proceder à sua recolha e transporte a destino final adequado

São designadas por águas residuais domésticas as provenientes de instalações sanitárias, cozinhas e zonas de lavagem de roupas, instalações familiares ou coletivas (hotéis, salas de espetáculos, quartéis, etc.).

As redes de drenagem de águas residuais domésticas têm por finalidade fazer a recolha e transporte, a destino adequado, deste tipo de águas, em condições de higiene e de modo contínuo, de forma a garantirem a segurança sanitária e de bem estar da comunidade servida (Marques & Sousa, 2009).

### **5.2. Aspetos gerais de conceção**

De uma maneira geral, os conceitos de base são semelhantes para qualquer sistema público de saneamento básico, seja ele de abastecimento de água ou de drenagem de águas residuais. Todos os aspetos referidos anteriormente, como população de projeto, horizonte de projeto, capitações e consumos são transversais a estas duas vertentes.

Os sistemas de drenagem de águas residuais podem classificar-se em:

- sistemas unitários – uma única rede de coletores, onde são conjuntamente admitidas as águas residuais domésticas, industriais e pluviais;
- sistemas separativos – duas redes de drenagem de natureza diferente, uma destinada à drenagem de águas residuais domésticas e industriais e outra destinada à drenagem de águas pluviais, sem ligações entre as duas redes;

- sistemas mistos – junção dos dois tipos de sistemas anteriormente referidos, ou seja, em que uma parte da rede é unitária e a outra parte é separativa.

As redes de drenagem das águas residuais domésticas podem considerar-se constituídas pelos seguintes órgãos:

- ramais de ligação – asseguram a ligação da rede predial à rede pública;
- coletores – tubagens, normalmente, de secção circular para recolha e posterior transporte das águas residuais;
- câmaras de visita – permitem a inspeção e a limpeza dos coletores, a remoção de obstruções, a verificação das condições e características do escoamento e a amostragem da qualidade da água residual;
- câmaras de corrente de varrer – destinam-se à limpeza dos coletores, quando não se possa garantir as condições de autolimpeza;
- emissários – canalizações que apenas asseguram o transporte (não recebem contribuição ao longo do seu traçado) de águas residuais da rede de drenagem para o local de tratamento (ETAR), onde se procederá à sua depuração;
- sistemas elevatórios – transporte de águas residuais quando a drenagem gravítica não é técnica e economicamente viável;
- descarregadores – fazem a transferência de caudais de um coletor para outro, no caso da ocorrência de avarias;
- sifões invertidos – canalizações rebaixadas, com escoamento sob pressão, para realizar travessias sob obstáculo que impeçam a passagem da canalização em linha reta.

Tendo em conta os tipos de sistemas de drenagem de águas residuais, enunciados anteriormente, e de acordo com o Artigo 119 ° do RGSPDADAR (indica que na conceção de sistemas de drenagem pública de águas residuais em novas áreas de urbanização deve, em princípio, ser adotado o sistema separativo), optou-se por um sistema separativo em todo o conjunto turístico.

### **5.2.1. Traçado da rede de drenagem de águas residuais**

O traçado da rede de drenagem de águas residuais será desenvolvido por forma a acompanhar o traçado proposto para os arruamentos, no entanto, quando se refere ao

traçado das redes de drenagem há que considerar dois aspetos importantes, o traçado em planta e o traçado em perfil. Em ambos os traçados deve-se procurar um desenvolvimento da rede dos coletores que possa cobrir toda a área a servir, tentando, na medida do possível, que todo o escoamento se faça por gravidade. A implantação dos coletores deverá fazer-se em geral, no eixo dos arruamentos, caso não seja possível, deverá manter-se uma distância mínima de 1 m em relação aos limites das propriedades. Em perfil longitudinal, a profundidade de assentamento dos coletores não deve ser inferior a 1 m, medida entre o seu extradorso superior e o pavimento dos arruamentos.

A natureza do projeto, do referido conjunto turístico, levou a que se respeitasse o mais possível o relevo natural do terreno. Por esse motivo, tornou-se impossível que a rede de drenagem de águas residuais seja totalmente gravítica, sendo necessário colocar, em pontos estratégico, câmaras de aspiração.

### **5.2.2. Câmaras de visita**

A implantação das câmaras de visita foi realizada de acordo com os seguintes pontos:

- nas cabeceiras das redes;
- nas confluências dos coletores;
- nos pontos de mudança de direção;
- nos pontos de mudança de inclinação;
- nos pontos de mudança de diâmetro;
- nos alinhamentos retos, onde o afastamento máximo entre câmaras de visita consecutivas não deverá ultrapassar 60 e 100 metros, conforme se trate, respetivamente, de coletores não visitáveis ou coletores visitáveis (consideram-se coletores visitáveis os que tem altura interior igual ou superior a 1,60 m).

### **5.2.3. Câmaras de aspiração**

As câmaras de aspiração efetuam a regularização entre caudais afluentes e caudal elevado. Na determinação do seu volume teve-se em atenção os seguintes aspetos:

- não ser demasiado pequeno ao ponto de provocar enchimentos rápidos e, conseqüentemente, elevadas frequências de arranques e paragens dos grupos elevatórios (bombas);

- não ser demasiado grande ao ponto de conduzir a períodos de retenção muito longos, gerando condições sépticas da água residual acumulada, com consequente geração de maus odores, bem como sedimentações excessivas;

O cálculo do volume útil ( $V_u$ ) das câmaras de aspiração, atendendo aos aspetos anteriores, foi realizado de acordo com a expressão (12).

$$V_u = \frac{900 \times Q_e}{N} \quad (12)$$

Em que:

$Q_e$  – caudal elevado ( $m^3/s$ );

$N$  – número de arranques por hora do equipamento elevatório.

De acordo com o RGSPDADAR, o tempo máximo de retenção na câmara de aspiração é de 10 minutos, posto isto, o equipamento elevatório terá um número mínimo de 6 arranques por hora.

#### **5.2.4. Caudais de dimensionamento**

Os caudais de dimensionamento de águas residuais resultam dos caudais de abastecimento multiplicados pelo fator de ponta instantâneo e pelo designado fator de afluência, que visa traduzir a percentagem do volume de água que saiu da rede de abastecimento e que chega posteriormente à rede de drenagem de águas residuais, acrescidos ainda do caudal de infiltração.

O fator de ponta instantâneo ( $f_{pi}$ ) deve ser determinado com base na análise de registos locais, no entanto, a ausência destes elementos, levou a que a sua determinação fosse realizada de acordo com a expressão (13).

$$f_{pi} = 1,5 + \frac{60}{\sqrt{Pop}} \quad (13)$$

Os fatores de afluência à rede são função dos hábitos de vida da população e da ocupação do solo (extensão de zonas verdes ajardinadas ou agrícolas). De acordo com o RGSPDADAR o seu valor varia geralmente entre 0,70 e 0,90. Tendo em conta a natureza

do projeto, do referido empreendimento, optou-se por se considerar um fator de afluência de 0,80.

O valor do caudal de infiltração depende da maior ou menor percentagem da rede mergulhada na camada freática, do seu estado de conservação, dos cuidados havidos na confecção das juntas, etc. (Lencastre, 2003).

Tendo em conta aos resultados obtidos pelas sondagens efetuadas no terreno, que classificam o solo como rochoso e que a profundidade dos lençóis freáticos encontra-se a mais de 40 m da superfície, estabeleceu-se o valor mínimo de 0,0005 l/s/m para o caudal unitário de infiltração, de acordo com o RGSPDADAR.

Os sistemas de drenagem de águas residuais, são sempre dimensionados tendo em conta o fator de ponta instantâneo. Posto isto, o caudal de dimensionamento de águas residuais ( $Q_R$ ) foi obtido pela expressão (14).

$$Q_R = f_{pi} \times f \times Q_m^{SF} + q_i \times L_i \quad (14)$$

Em que:

$f_{pi}$  – fator de ponta instantâneo (expressão (13));

$f$  – fator de afluência;

$Q_m^{SF}$  – caudal médio sem fugas (l/s);

$q_i$  – caudal unitário de infiltração (l/s/m);

$L_i$  – comprimento do coletor em zona de infiltração (m).

### **5.3. Dimensionamento hidráulico-sanitário da rede de drenagem de águas residuais**

Para o dimensionamento da rede de drenagem de águas residuais do referido conjunto turístico, foi considerado um sistema separativo, conforme descrito na secção 5.2.. Na presente parte deste trabalho, para não se estar a repetir o procedimento, apenas se apresenta o dimensionamento hidráulico-sanitário da rede de drenagem de águas residuais, referente ao aldeamento 6. Para os restantes aldeamentos e referidas zonas do referido

empreendimento foi utilizado, de forma análoga, o mesmo procedimento utilizado no aldeamento 6.

No dimensionamento da rede de drenagem de águas residuais foram adotadas as seguintes regras (de acordo com o RGSPDADAR):

- o diâmetro nominal mínimo admitido nos coletores é de 200 mm;
- a secção de um coletor nunca pode ser reduzida para jusante;
- a velocidade máxima de escoamento para o caudal de ponta no horizonte de projeto não deve exceder os 3 m/s;
- a velocidade de escoamento para o caudal de ponta no início de exploração não deve ser inferior a 0,60 m/s (sendo inviável, este limite, deve-se estabelecer inclinações que assegurem este limite para o caudal da secção cheia);
- a altura da lâmina líquida não deve exceder 0,50 da altura total para diâmetros iguais ou inferiores a 500 mm e 0,75 para diâmetros superiores a este valor;
- a inclinação dos coletores não deve ser, em geral, inferior a 0,30% (sendo aconselhável 0,50%) e nem superior a 15%;
- inclinações inferiores a 0,30% desde que seja garantido o rigor do nivelamento, a estabilidade do assentamento e o poder de transporte;
- nas inclinações superiores a 15 % devem prever-se dispositivos especiais de ancoragem dos coletores.

O dimensionamento da rede de drenagem de águas residuais gravítica foi efetuado de acordo com todas as regras e critérios enunciadas nas secções anteriores, e presentes no RGSPDADAR, com o auxílio de um *software* de cálculo automático, Cype Infraestruturas de Saneamento (versão 2016.i). O *software* visa efetuar o cálculo, desenho e verificação automática de redes de saneamento, cujo objetivo é evacuar as águas residuais desde os pontos de recolha até ao ponto de descarga.

A rede de drenagem de águas residuais será constituída por um sistema de coletores, adaptado à topografia do terreno, colocados sensivelmente a meio dos arruamentos, ligados entre si por câmaras de visita. A rede será executada em PP corrugado de rigidez circunferencial SN8 e PEAD PN10, respetivamente, em condutas gravíticas e elevatórias.

Antes de se iniciar a modelação da rede no referido *software* foi necessário definir e desenhar o traçado da rede em planta, através do programa de desenho técnico, AutoCAD,

e obter as cotas do traçado dos arruamentos com recurso ao programa Civil 3D, bem como, calcular o caudal de dimensionamento de águas residuais ( $Q_R$ ) de acordo com a expressão (14). Na Figura 4 apresenta-se o traçado da rede de drenagem de águas residuais realizado para o aldeamento 6.

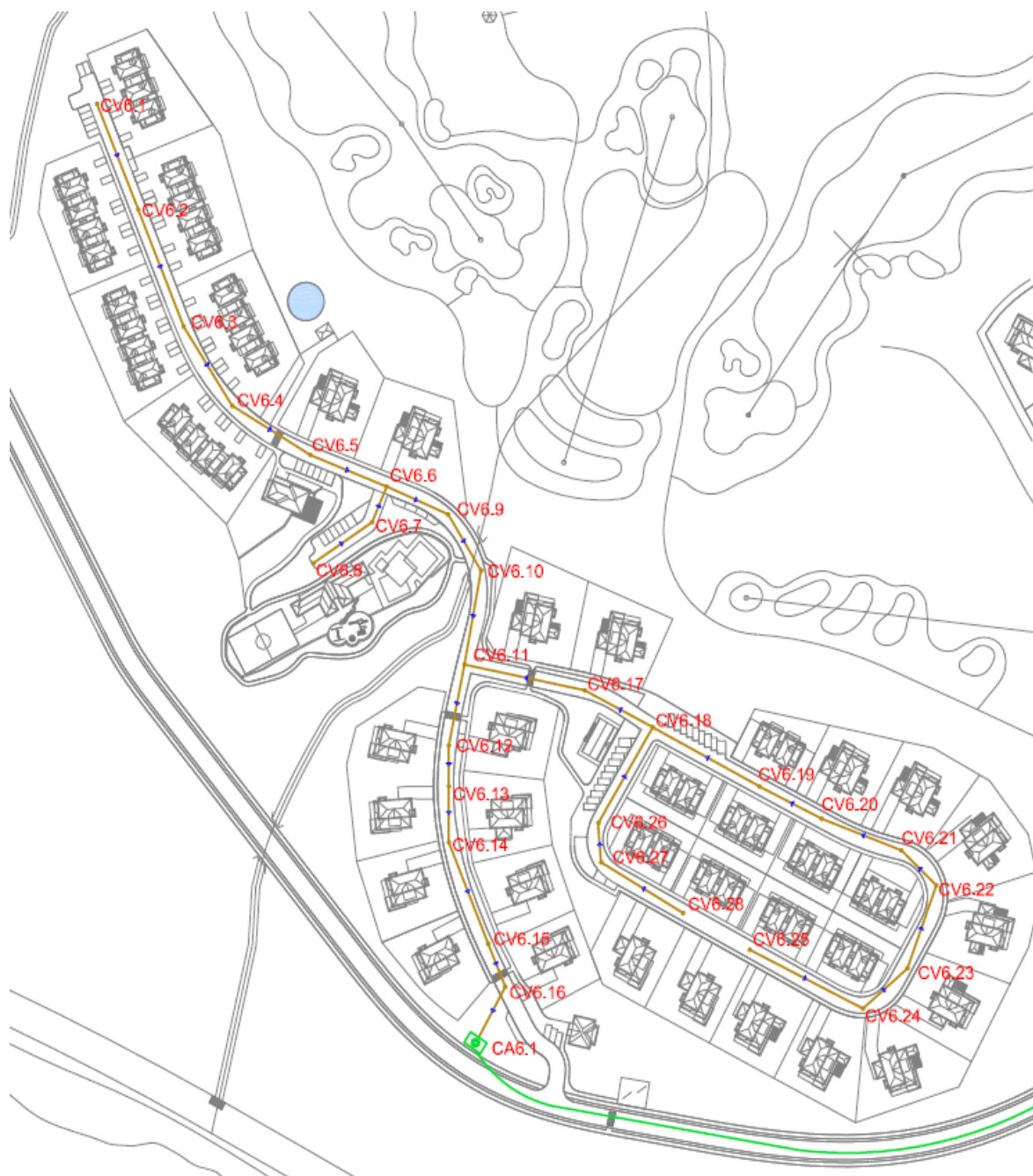


Figura 4 – Traçado da rede de drenagem de águas residuais (aldeamento 6).

A nomenclatura do traçado apresentada na Figura 4, segue uma determinada tipologia (CVi.j e CAi.j) em que a abreviatura “CV” significa câmara de visita e “CA” câmara de

aspiração, enquanto o índice “i” corresponde ao número do aldeamento e o índice “j” ao número da câmara de visita e/ou câmara de aspiração, sendo que o traçado a castanho e a verde correspondem, respetivamente, à rede gravítica e à elevatória.

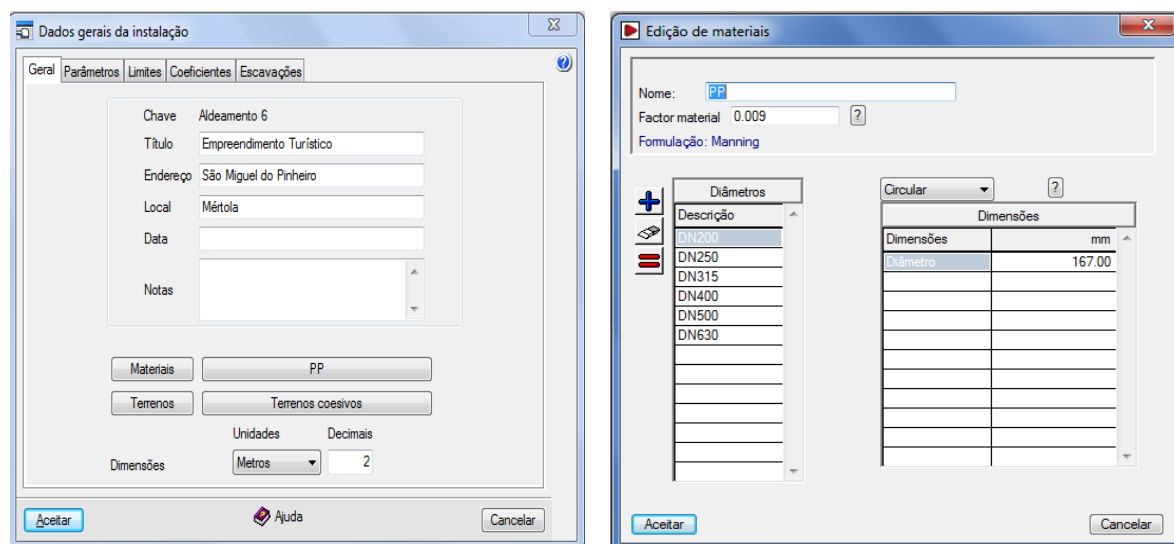
Efetuada o traçado e a respetiva nomenclatura da rede, seguiu-se a medição linear do comprimento total da rede gravítica, para ter em conta o caudal de infiltração. Posto isto, e atendendo aos dados apresentados na Tabela 7 sobre a constituição do aldeamento 6, nomeadamente no que toca a número de habitantes e áreas de zonas comuns, determinou-se o caudal total de águas residuais do referido aldeamento, que aflui à câmara de aspiração (CA6.1). Na Tabela 10 encontram-se os valores, tidos em conta, para a determinação do respetivo caudal ( $Q_R$ ) e o seu respetivo valor.

Tabela 10 – Caudal de águas residuais (aldeamento 6).

$f_{pi}$	$f$	$Q_m^{SF} (l/s)$	$q_i (l/s/m)$	$L_i \text{ total (m)}$	$Q_R (l/s)$
4,10	0,80	1,25	0,0005	920,27	4,56

### 5.3.1. Modelação da rede em Cype Infraestruturas de Saneamento

Como na maioria dos *softwares* de cálculo automático, este também se inicia pela introdução dos dados gerais da obra, materiais e parâmetros a ter em conta no respetivo dimensionamento (Figura 5).



a) Introdução dos dados gerais da obra.

b) Definição do material/dimensão dos coletores.

Figura 5 – Definição dos dados gerais da obra e parâmetros dos materiais.



Atendendo a que a biblioteca base do *software* não continha o material especificado, em projeto, para os coletores da rede de águas residuais, foi necessário criar uma nova biblioteca com os respetivos parâmetros do material (Figura 5b). Os diâmetros dos referidos coletores (PP corrugado), encontram-se na Tabela 11.

Tabela 11 – Diâmetros dos coletores de águas residuais (PP corrugado).

Diâmetro Nominal (mm)	Diâmetro Interno (mm)
200	167
250	209
315	263
400	335
500	418
630	527

O coeficiente de rugosidade ( $n$ ) considerado para o referido material foi de 0,009. O *software* possibilita a escolha de várias fórmulas (Manning-Strickler; Prandtl-Colebrook; Tadini; Bazin; Sonier; Kutter; Ganguillet-Kutter) para proceder à análise do comportamento hidráulico de sistemas de drenagem, no entanto, a mais comum é a equação de Manning-Strickler, sendo esta a escolhida (expressão (15)).

$$Q = K_s \times A \times R_h^{2/3} \times i^{1/2} \quad (15)$$

Em que:

$Q$  – caudal escoado ( $m^3/s$ );

$K_s$  – coeficiente de Manning-Strickler ( $m^{1/3}/s$ ) obtido por  $1/n$ ;

$n$  – coeficiente de rugosidade do material;

$A$  – área da secção do escoamento ou área molhada ( $m^2$ );

$R_h$  – raio hidráulico ( $m$ );

$i$  – inclinação do coletor.

Após a introdução dos dados gerais de obra e dos parâmetros do material, bem como a escolha da fórmula necessária para a análise do comportamento hidráulico, procedeu-se, no

*software*, à importação do traçado da rede realizado em planta (formato dwg), servindo deste modo como máscara para a introdução dos órgãos necessários à modelação da rede.

O passo seguinte passou por se introduzir os troços dos coletores, designados no *software* por tramos, através da captura em máscara. A introdução de tramos gera, por defeito, a criação de nós de transição, isto é, nós sem consumo que permitem realizar mudanças de direção conservando a unidade do tramo no dimensionamento, em resumo, estes nós são as referidas câmaras de visita definidas em projeto. Apesar da introdução automática destes nós, estes necessitam de ser editados para se alterar a sua nomenclatura e inserir as cotas do pavimento, a que se encontram as respetivas câmaras de visita, de acordo com o que foi previamente definido em projeto. Na Figura 6 apresenta-se o esquema de modelação da rede de drenagem de águas residuais (aldeamento 6).

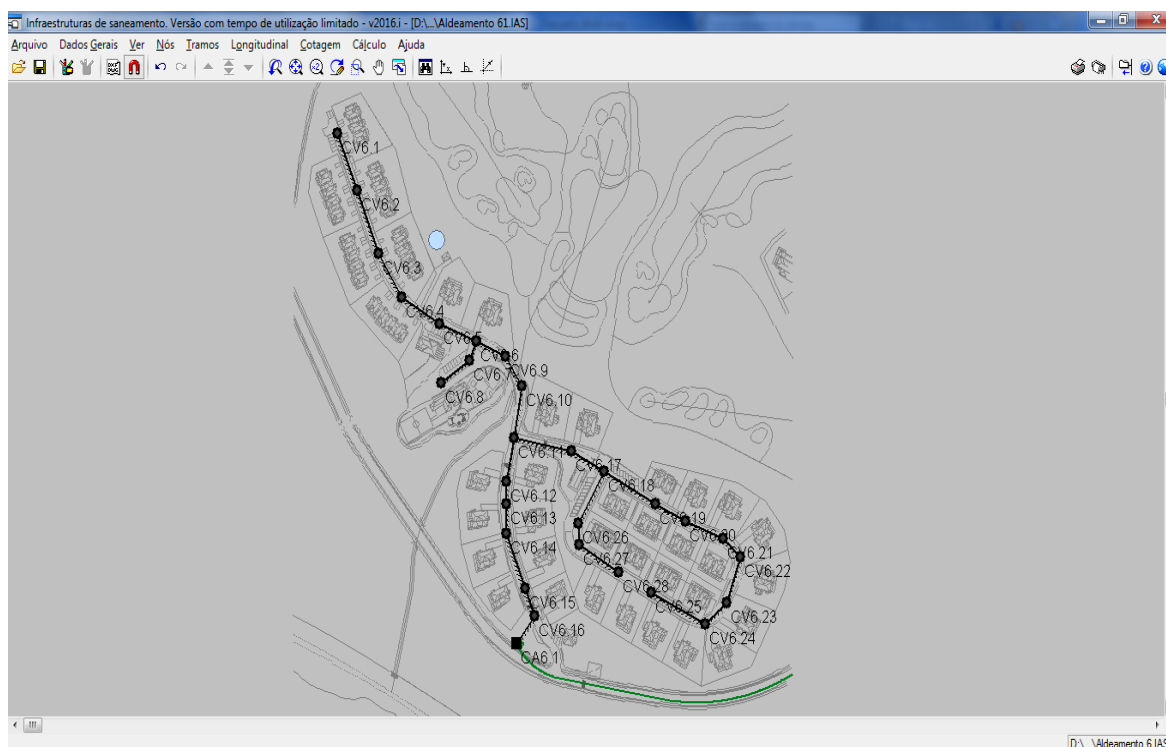


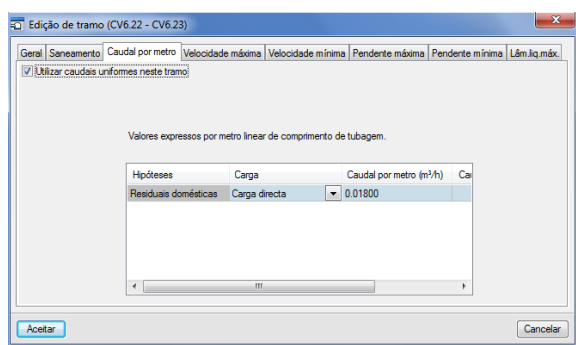
Figura 6 – Esquema de modelação da rede (Cype Infraestruturas de Saneamento versão 2016.i).

Tendo em conta que não existe consumo nos nós de transição, o caudal de dimensionamento de águas residuais ( $Q_R$ ), obtido pela expressão (14), foi atribuído aos tramos da rede de drenagem, como um caudal unitário de percurso ( $q_R$ ), por metro linear de comprimento do coletor, conseguido através da divisão do caudal ( $Q_R$ ) pelo comprimento total dos coletores ( $L_t$ ). Na Tabela 12 encontra-se o valor do caudal unitário de percurso, bem como, a sua conversão na unidade requerida pelo *software* ( $m^3/h/m$ ).

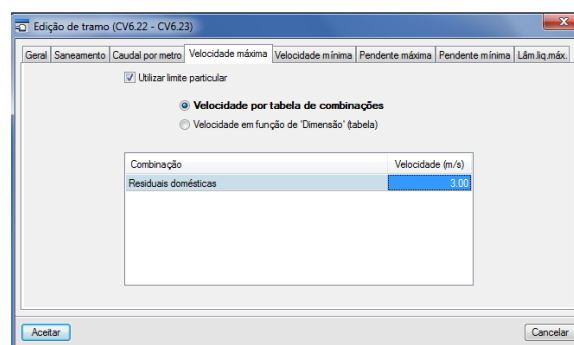
Tabela 12 – Valor do caudal unitário de percurso.

$Q_R$ (l/s)	$L_t$ (m)	$q_R$ (l/s/m)	$q_R$ (m <sup>3</sup> /h/m)
4,56	922,28	0,005	0,018

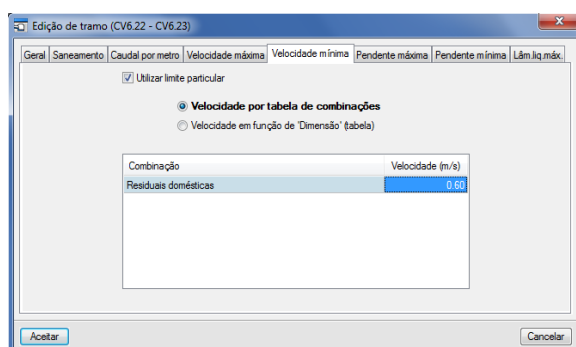
A definição dos restantes parâmetros, a ter em conta no dimensionamento da rede de drenagem de águas residuais, foram definidos nos tramos da rede, visando cumprir as regras anteriormente referidas e de acordo com o RGSPDADAR. A definição destes parâmetros no *software* apresenta-se na Figura 7.



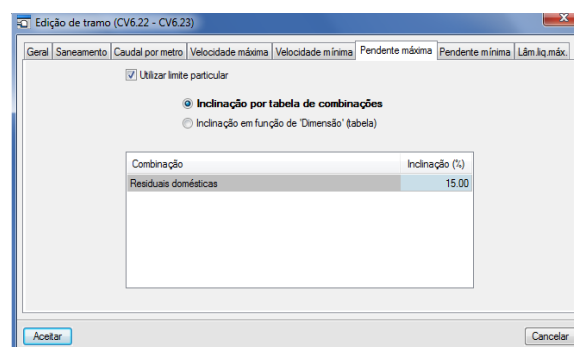
a) Definição do caudal unitário de percurso.



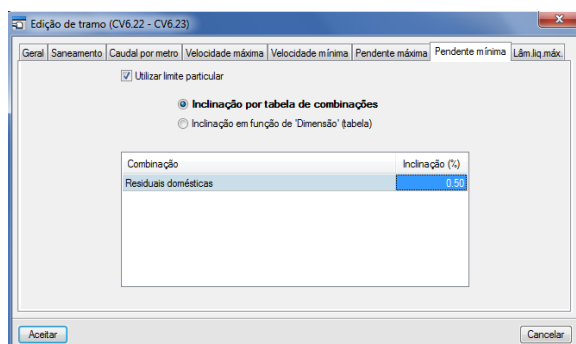
b) Definição do limite da velocidade máxima.



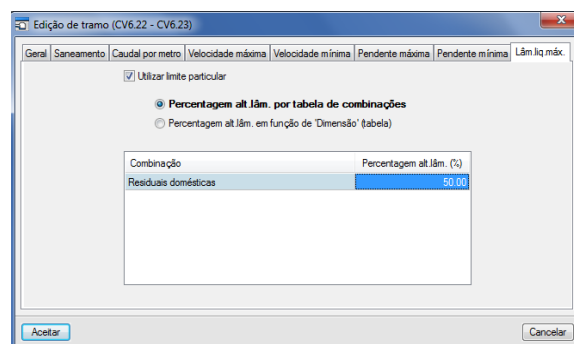
c) Definição do limite da velocidade mínima.



d) Definição do limite da inclinação máxima.



e) Definição do limite da inclinação mínima.



f) Definição da altura máxima da lâmina líquida.

Figura 7 – Definição dos parâmetros considerados no dimensionamento aplicados aos tramos.

Terminada a introdução de todos os parâmetros necessários ao dimensionamento da rede, procedeu-se ao cálculo da mesma, passando o *software* a efetuar uma verificação da rede com as dimensões e parâmetros impostos. Na Tabela 13 apresentam-se os resultados do dimensionamento da rede de águas residuais, efetuados pelo *software*, referente ao aldeamento 6.

Tabela 13 – Resultados do dimensionamento da rede de águas residuais (aldeamento 6).

Tramo	Comprimento	Diâmetro	Inclinação	Caudal	Altura lâmina líquida	Velocidade
–	m	DN	%	m³/h	mm	m/s
CV6.1 – CV6.2	44,93	200	3,41	0,81	7,80	0,61
CV6.2 – CV6.3	49,51	200	1,84	1,70	12,79	0,61
CV6.3 – CV6.4	36,02	200	1,36	2,35	16,01	0,61
CV6.4 – CV6.5	36,65	200	1,28	3,01	18,26	0,64
CV6.5 – CV6.6	32,83	200	1,52	3,60	19,10	0,72
CV6.8 – CV6.7	28,08	200	5,00	0,51	5,73	0,60
CV6.7 – CV6.6	14,21	200	3,59	0,76	7,49	0,61
CV6.6 – CV6.9	26,61	200	2,03	4,84	20,55	0,87
CV6.9 – CV6.10	24,91	200	1,89	5,29	21,82	0,87
CV6.10 – CV6.11	36,58	200	0,85	5,95	28,03	0,68
CV6.25 – CV6.24	51,11	200	2,92	0,92	8,59	0,60
CV6.24 – CV6.23	23,22	200	2,20	1,34	10,95	0,61
CV6.23 – CV6.22	33,72	200	1,78	1,94	13,73	0,63
CV6.22 – CV6.21	19,08	200	1,52	2,29	15,40	0,63
CV6.21 – CV6.20	34,56	200	1,30	2,91	17,91	0,64
CV6.20 – CV6.19	27,55	200	1,05	3,41	20,32	0,62
CV6.19 – CV6.18	48,83	200	0,84	4,29	23,96	0,62
CV6.28 – CV6.27	38,24	200	3,88	0,69	7,02	0,60
CV6.27 – CV6.26	14,53	200	4,27	0,95	7,98	0,69
CV6.26 – CV6.18	42,77	200	5,10	1,72	10,11	0,88
CV6.18 – CV6.17	30,58	200	3,76	6,56	20,50	1,18
CV6.17 – CV6.11	49,69	200	4,93	7,45	20,42	1,35
CV6.11 – CV6.12	31,42	200	0,76	13,96	43,93	0,84
CV6.12 – CV6.13	15,07	200	0,53	14,23	48,69	0,74
CV6.13 – CV6.14	21,01	200	0,86	14,61	43,67	0,89
CV6.14 – CV6.15	42,96	200	0,81	15,38	45,40	0,89
CV6.15 – CV6.16	47,94	200	0,77	16,25	47,34	0,88
CV6.16 – CA6.1	19,67	200	0,97	16,60	45,20	0,96

Conforme se pode observar pela Tabela 13, os resultados obtidos encontram-se dentro dos valores normativos e apenas foi necessário o uso do diâmetro mínimo, regulamentar, para a

realização da referida rede residual. A título de exemplo, encontra-se representado na Figura 8, um esquema do perfil longitudinal dos coletores, obtido pelo *software*, entre as câmaras de visita CV6.14 e CV6.16.

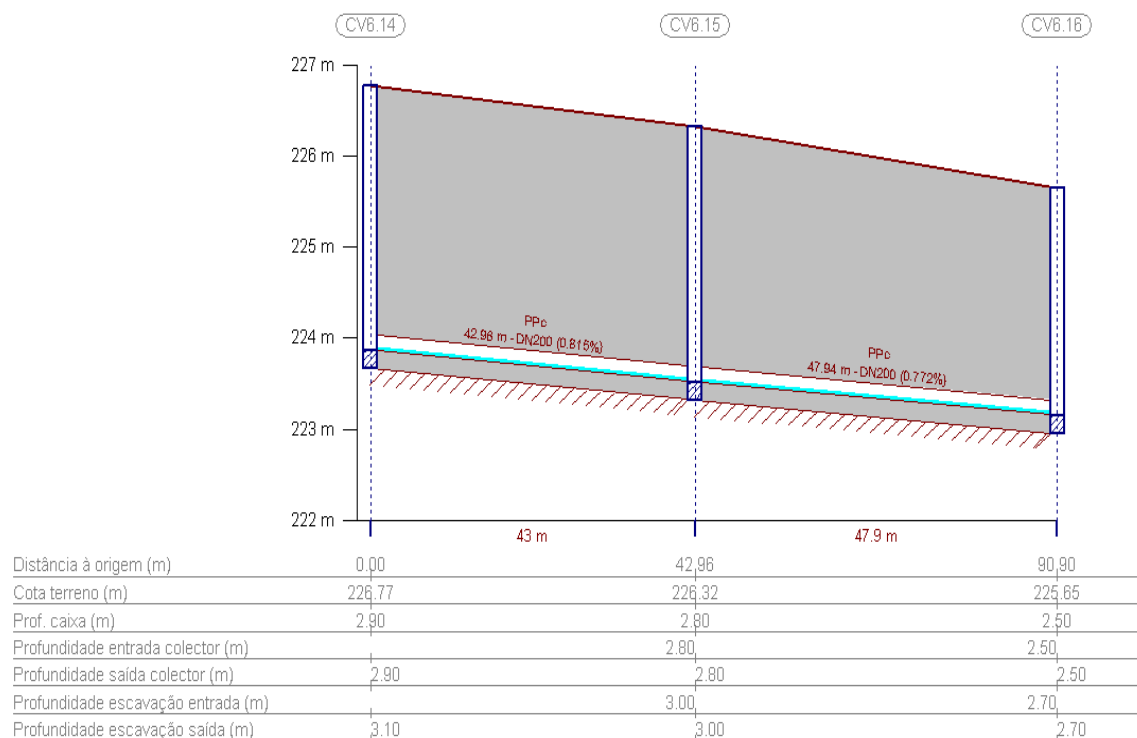


Figura 8 – Esquema do perfil longitudinal dos coletores, entre os nós CV6.14 e CV6.16 (aldeamento 6).

### 5.3.2. Dimensionamento da câmara de aspiração

O dimensionamento do volume útil ( $V_u$ ) da câmara de aspiração foi realizado de acordo com os aspetos enunciados na secção 5.2.3. e através da expressão (12), considerando um número de arranques por hora do equipamento elevatório ( $N$ ) igual a 6. A determinação do caudal elevado ( $Q_e$ ), obteve-se por um acréscimo de 50 % do caudal afluente ( $Q_a$ ) à câmara de aspiração (CA6.1). Na Tabela 14 apresentam-se os valores tidos em conta para o cálculo do seu volume útil ( $V_u$ ).

Tabela 14 – Volume útil da câmara de aspiração.

$Q_a$ (m <sup>3</sup> /h)	$Q_e$ (m <sup>3</sup> /h)	$Q_e$ (m <sup>3</sup> /s)	$N$	$V_u$ (m <sup>3</sup> )
16,60	24,90	0,007	6	1,04

Determinado o volume útil, efetuou-se a definição da forma geométrica da câmara de aspiração, ou seja, altura, largura e comprimento, tendo em consideração as seguintes regras práticas:

- altura total – é função da altura útil (imposta pelo volume útil) e da altura necessária para manter o grupo elevatório ferrado (da ordem dos 30 cm), devendo o valor final situar-se entre 1,0 e 1,6 metros;
- largura – depende da disposição das várias condutas de aspiração e do distanciamento a impor entre si, e da distância entre estas e as paredes;
- comprimento – suficiente para instalação adequada das condutas de aspiração, com as folgas necessárias para montagem e inspeção.

Tendo isto em conta, considerou-se uma câmara de aspiração com base retangular, em planta, com largura e comprimento de  $1,00 \times 1,30 \text{ m}^2$ , respetivamente, e com 1,10 m de altura. A geometria da câmara de aspiração foi considerada com um volume superior ao volume útil, garantindo, deste modo, alguma folga para a eventual reparação ou substituição do sistema elevatório.

### **5.3.3. Dimensionamento da conduta elevatória**

A conduta elevatória residual é o meio através do qual se efetua o transporte de águas sépticas desde a câmara de aspiração até ao ponto de descarga.

Para se efetuar o seu dimensionamento, teve-se em atenção os seguintes parâmetros:

- o diâmetro interior da conduta elevatória não deve ser inferior a 100 mm;
- a velocidade mínima de escoamento deve ser de 0,70 m/s (para garantir as condições de autolimpeza);
- a velocidade máxima deverá no máximo ser de 1,50 m/s (para reduzir os efeitos do choque hidráulico);
- o perfil longitudinal deve ser preferencialmente ascendente, não devendo a linha piezométrica intersectar a conduta, mesmo em situações de caudal nulo.

O caudal de dimensionamento da conduta elevatória ( $Q_{ce}$ ), foi considerado igual ao caudal elevado ( $Q_e$ ), obtendo-se o diâmetro interno da conduta elevatória ( $D_i$ ), através da expressão (16).

$$D_i = \sqrt{\frac{4 \times Q_{ce}}{\pi \times V}} \quad (16)$$

Atendendo a que a velocidade ( $V$ ) deverá estar compreendida entre 0,70 e 1,50 m/s, e usando a expressão (16), obteve-se um intervalo de diâmetros admissíveis, de acordo com as velocidades máxima e mínima. Na Tabela 15 apresentam-se os valores dos diâmetros mínimo e máximo obtidos, respetivamente, pelas velocidades máxima e mínima.

Tabela 15 – Valores de cálculo do diâmetro da conduta elevatória.

$Q_{ce} (m^3/s)$	$D_{i,mín} (mm)$	$D_{i,máx} (mm)$	$D_{i,comercial} (mm)$	$DN (mm)$
0,007	77,08	112,84	102,20	125

Pela observação da Tabela 15, constata-se que o valor obtido para o diâmetro mínimo não se aplica a este tipo de condutas elevatórias, devido ao seu valor mínimo obrigatório ser de 100 mm. Como tal, optou-se por se considerar um diâmetro comercial acima do valor mínimo exigido (102,20 mm) e abaixo do valor máximo calculado, de acordo com o material anteriormente referido (PEAD), obtendo-se uma velocidade de 0,85 m/s.





## **6. CONCEÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS**

### **6.1. Introdução**

Neste capítulo são apresentados os principais componentes e os princípios de conceção e dimensionamento dos sistemas de drenagem de águas pluviais, bem como, os critérios e procedimentos de cálculo dos caudais e coletores de águas pluviais do referido conjunto turístico.

Os sistemas pluviais urbanos podem funcionar como sistemas preventivos de inundações, principalmente nas áreas mais baixas das zonas urbanas sujeitas a alagamentos. Quando um sistema de drenagem de águas pluviais é bem projetado e tem manutenção adequada, reduz-se significativamente o risco de inundação, evitando-se, por exemplo, prejuízos e interferências com o tráfego de pedestres e veículos (Marques, Lima, Sousa, Simões, & Pina, 2013).

No presente trabalho e de acordo com a natureza do projeto, a rede de drenagem de águas residuais pluviais contempla o escoamento das águas provenientes dos arruamentos, das zonas impermeáveis de estacionamento e passeios.

### **6.2. Aspetos gerais de conceção**

Como foi referido no capítulo 5.2., dependendo das origens da água que escoam, os sistemas de drenagem podem classificar-se em unitários, separativos e mistos. Atendendo a que o sistema de drenagem de águas residuais foi considerado separativo, considerou-se de igual modo, para a rede de drenagem de águas pluviais, o mesmo tipo de sistema.

Os sistemas separativos de drenagem de água pluvial são constituídos, essencialmente, por redes de coletores e órgãos acessórios, podendo dispor de órgãos especiais e instalações complementares. A rede de coletores é o conjunto das canalizações que assegura o transporte dos caudais pluviais afluentes, desde os dispositivos de entrada até um ponto de lançamento ou destino final. Os órgãos acessórios são, nomeadamente:

- dispositivos de entrada – sarjetas de passeio ou sumidouros de grades;

- câmaras de visita – destinam-se a facilitar o acesso aos coletores para as operações de manutenção e de limpeza.

No que respeita aos órgãos especiais e instalações complementares, podem referir-se os seguintes:

- desarenadores – instalações complementares destinadas a provocar a deposição de materiais incoerentes transportados na água pluvial;
- bacias de retenção – bacias destinadas a regularizar os caudais pluviais afluentes, restituindo, a jusante, caudais compatíveis com a capacidade de transporte da rede de drenagem ou curso de água;
- câmaras drenantes – dispositivos destinados à retenção e infiltração da água pluvial, podendo ser associados ou não a sistemas de drenagem pluvial convencionais constituídos por coletores enterrados.

#### **6.2.1. Traçado da rede de drenagem de águas pluviais**

O traçado em planta da rede de drenagem de águas pluviais foi projetado por forma a acompanhar o traçado proposto para os arruamentos e, sempre que possível, com recurso às mesmas valas de drenagem de águas residuais, respeitando sempre o afastamento, paralelo, entre coletores e uma distância mínima de 1 m em relação aos limites das propriedades.

Tal como no traçado da rede de drenagem de águas residuais, no que toca ao traçado em perfil, a profundidade de assentamento dos coletores não deve ser inferior a 1 m, medida entre o seu extradorso e o pavimento dos arruamentos. O sistema de drenagem da rede será todo gravítico e irá descarregar para as linhas de água mais próximas ou no sistema de lagos artificiais que existam no empreendimento.

Para minimizar os riscos de ligações indevidas de redes ou ramais, optou-se pela regra de implantar o coletor pluvial à esquerda do coletor residual, no sentido do escoamento.

#### **6.2.2. Caudal de dimensionamento**

A quantificação do caudal originado pela água da chuva, é função:

- da área a drenar;

- da intensidade das chuvas que se deduz de uma análise dos dados pluviométricos e da frequência das chuvadas intensas;
- do coeficiente de escoamento.

A determinação do caudal proveniente da água da chuva num qualquer sistema de drenagem, apresenta uma certa dificuldade, ainda que seja bem conhecida a superfície da bacia servida e se disponha de dados seguros sobre chuvadas caídas nessa localidade, obtidos durante um longo período de tempo (Marques & Sousa, 2009).

O caudal de ponta de cheia pode ser obtido com recurso a métodos cinemáticos ou semiempíricos, empíricos e estatísticos. De entre as fórmulas de cálculo de caudais de ponta de cheia, de pequenas bacias ( $A < 25 \text{ Km}^2$ ), a mais usada e de maior divulgação é, a fórmula racional, em que o seu fundamento é essencialmente cinemático. Esta fórmula pode ser traduzida matematicamente pela seguinte expressão:

$$Q_p = C \times I \times A \quad (17)$$

em que:

$Q_p$  – caudal de ponta ( $\text{l/s}$ );

$C$  – coeficiente de escoamento, baseado nas características da superfície de terreno, admitidas constantes para toda a bacia (adimensional);

$I$  – intensidade de precipitação, correspondente ao valor máximo de precipitação para determinada frequência de ocorrência, com duração igual ao tempo de concentração da bacia ( $\text{l/s/m}^2$ );

$A$  – área da bacia de drenagem ( $\text{m}^2$ ).

Na expressão (17), o coeficiente  $C$  representa a fração de precipitação que dá origem a escoamento superficial, traduzido por um número compreendido entre 0 e 1, que depende da tipologia da ocupação e superfície, do declive e tipo de solo. Os seus valores médios estão consagrados no manual da ASCE n.º 37, os quais se apresentam na Tabela 16.

Tabela 16 – Valores médios do coeficiente de escoamento da fórmula racional (ASCE, manual n.º 37).

Tipologia	C (coeficiente de escoamento)
Centro comercial	
No centro da cidade	0,70 - 0,95
Nos arredores	0,50 - 0,70
Residencial	
Habitações unifamiliares	0,30 - 0,50
Prédios isolados	0,40 - 0,60
Prédios geminados	0,60 - 0,70
Suburbano	0,25 - 0,40
Industrial	
Pouco denso	0,50 - 0,80
Muito denso	0,60 - 0,90
Parques e cemitérios	0,10 - 0,40
Campos de jogos	0,20 - 0,40
Pavimento	
Betuminoso	0,70 - 0,95
Betão de cimento	0,80 - 0,95
Passeios para peões	0,75 - 0,85
Coberturas (telhados)	0,75 - 0,95
Relvado sobre solo permeável	
Plano 1%	0,05 - 0,10
Médio de 1 a 6%	0,10 - 0,15
Inclinado 6%	0,15 - 0,20
Relvado sobre solo impermeável	
Plano 1%	0,13 - 0,17
Médio de 1 a 6%	0,18 - 0,22
Inclinado 6%	0,25 - 0,35

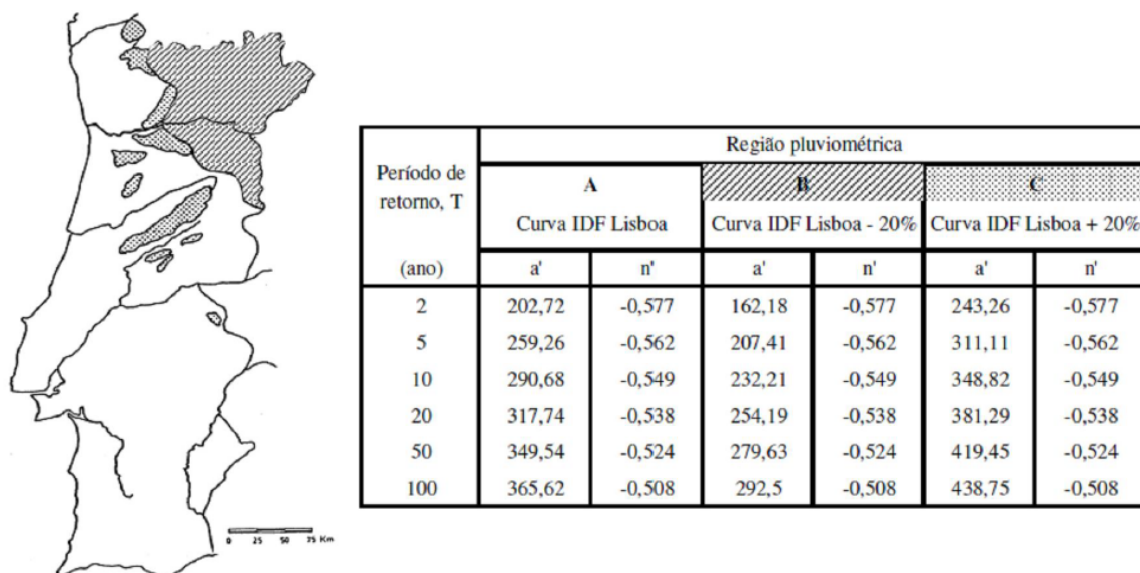
O tempo de concentração ( $t_c$ ) é o tempo que uma gota de água, caída no ponto cinematicamente mais afastado da bacia de drenagem, demora até atingir a secção em estudo. São tomados como referência valores, para Portugal, de 5 minutos em áreas de declive superior a 8 %, 7,50 a 10 minutos em áreas de declive compreendido entre 1,50 a 8 % e de 10 a 15 minutos em áreas de declive inferior a 1,50 % (Sousa & Matos).

As curvas de Intensidade-Duração-Frequência (I-D-F) estabelecem a relação entre a intensidade de precipitação ( $I$ ), a duração da precipitação ( $t$ ), de igual valor ao tempo de concentração ( $t_c$ ), e um determinado período de retorno ( $T$ ). A expressão que permite representar esta relação é a seguinte:

$$I = a' \times t^{n'} \times \frac{0,024}{86,40} \quad (18)$$

Na expressão (18) a intensidade da precipitação ( $I$ ) vem em litros por segundo por metro quadrado ( $(l/s/m^2)$ ) e a duração ( $t$ ) em minutos ( $min$ ). Em conformidade com as séries de precipitação analisadas, a duração não deverá exceder 120 minutos.

A Figura 9 apresenta as curvas I-D-F para Portugal Continental, de acordo com Matos e Silva (1986).



**Região pluviométrica A** - inclui as áreas não referidas em B e C.

**Região pluviométrica B** - inclui os concelhos seguintes: Alfândega da Fé, Alijó, Almeida, Armamar, Boticas, Bragança, Carracedo de Ansiães, Chaves, Figueira de Castelo Rodrigo, Freixo de Espada à Cinta, Macedo de Cavaleiros, Meda, Miranda do Douro, Mirandela, Mogadouro, Montalegre, Murça, Penedono, Pinhel, Ribeira de Pena, Sabrosa, Santa Marta de Penaguião, São João de Pesqueiro, Sernancelhe, Tabuaço, Torre de Moncorvo, Trancoso, Valpaços, Vila Flor, Vila Pouca de Aguiar, Vila Nova de Foz Côa, Vila Real, Vimioso e Vinhais.

**Região pluviométrica C** - inclui os concelhos das Regiões autónomas dos Açores e da Madeira e, do Continente, os concelhos da Guarda, Manteigas, Moimenta da Beira, Sabugal e Tarouca, e as áreas situadas a altitude superior a 700 metros dos concelhos de Aguiar da Beira, Amarante, Arcos de Valdevez, Arganil, Arouca, Castanheira de Pêra, Castro Daire, Celorico da Beira, Cinfães, Covilhã, Fundão, Góis, Gouveia, Lamego, Marvão, Melgaço, Oleiros, Pampilhosa da Serra, Ponte da Barca, Resende, Seia, S. Pedro do Sul, Terras de Bouro, Tondela, Vale de Cambra, Vila Nova de Paiva e Vouzela.

Figura 9 – Curvas I-D-F para Portugal (Matos & Silva, 1986).

### 6.3. Dimensionamento hidráulico da rede dos coletores pluviais

Os critérios de dimensionamento hidráulico da rede dos coletores pluviais, são idênticos aos descritos no dimensionamento hidráulico-sanitário da rede de drenagem de águas residuais (secção 5.3.), nomeadamente no que se refere aos aspetos associados ao escoamento hidráulico (fórmulas do escoamento, condições de autolimpeza, inclinações e velocidades) e diâmetro nominal mínimo do coletor.

No entanto, na quantificação de alguns desses critérios para o dimensionamento de redes de drenagem de águas pluviais, há que distinguir o seguinte:

- a velocidade de escoamento máxima admissível é de 5 m/s, dado que se considera que o caudal máximo de dimensionamento ocorre com pouca frequência;
- a velocidade de escoamento mínima admissível é de 0,90 m/s, dado que as águas pluviais transportam matéria sólida, o escoamento deverá ter a capacidade de autolimpeza;
- a altura máxima de escoamento deve ser igual ao diâmetro do coletor (escoamento a secção cheia).

O sistema da rede de drenagem de águas pluviais, do referido empreendimento, foi considerado separativo e dimensionado de acordo com todas as regras e critérios enunciadas nas secções anteriores, e presentes no RGSPDADAR, com recurso ao mesmo *software* utilizado na drenagem de águas residuais (Cype Infraestruturas de Saneamento versão 2016.i).

A rede de drenagem de águas pluviais será constituída por um sistema de coletores, adaptado à topografia do terreno e ligados entre si por câmaras de visita. Como referido anteriormente, o sistema de drenagem da rede pluvial será todo gravítico e irá descarregar para as linhas de água mais próximas ou no sistema de lagos artificiais existentes no empreendimento, através de bocas de saída direta (Figura 10).

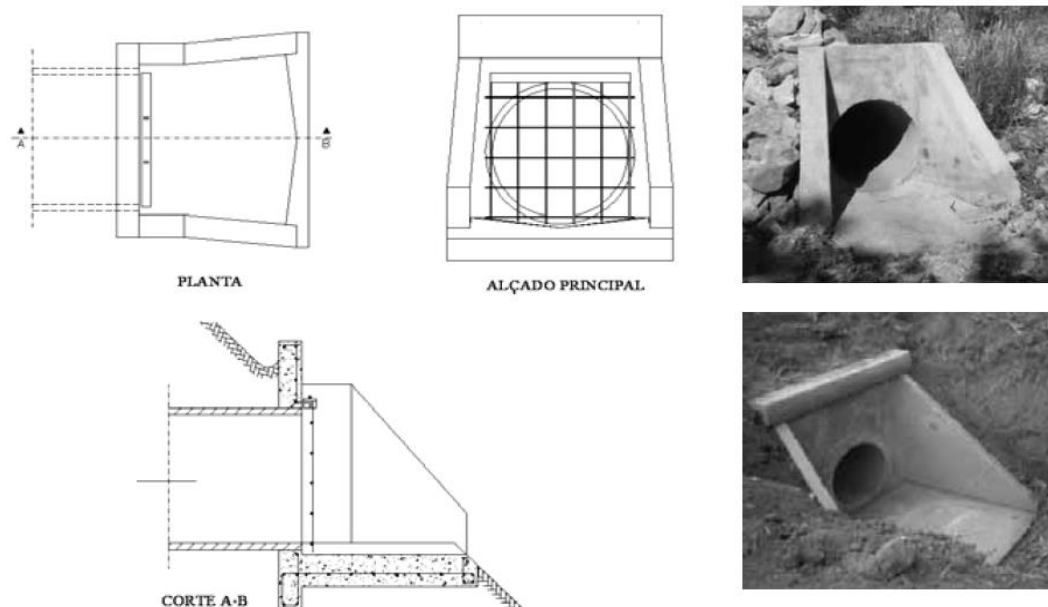


Figura 10 – Boca de saída direta.

A rede pluvial será executada com o mesmo material utilizado na rede de drenagem de águas residuais (PP corrugado de rigidez circunferencial SN8).

No presente trabalho, para não se estar a repetir o procedimento, apenas se apresenta o dimensionamento hidráulico da rede dos coletores pluviais, referente ao aldeamento 3. Para os restantes aldeamentos e referidas zonas do empreendimento foi utilizado, de forma análoga, o mesmo procedimento utilizado no aldeamento 3.

Antes de se iniciar a modelação da rede pluvial no referido *software* foi necessário definir e desenhar o traçado da rede (em AutoCAD), tendo em atenção a topografia do terreno e o traçado, existente, em planta e perfil da rede residual. As linhas de água próximas do aldeamento e o facto do sistema de drenagem pluvial ser totalmente gravítico, também influenciaram a definição do traçado da rede pluvial. Tendo por base estas condicionantes, foi necessário, no aldeamento 3, criar duas redes de drenagem independentes, denominadas de rede 1 e rede 2, ambas com descarregas diretas para as linhas de água existentes no terreno. Na Figura 11 apresenta-se o traçado das duas redes de drenagem de águas pluviais.

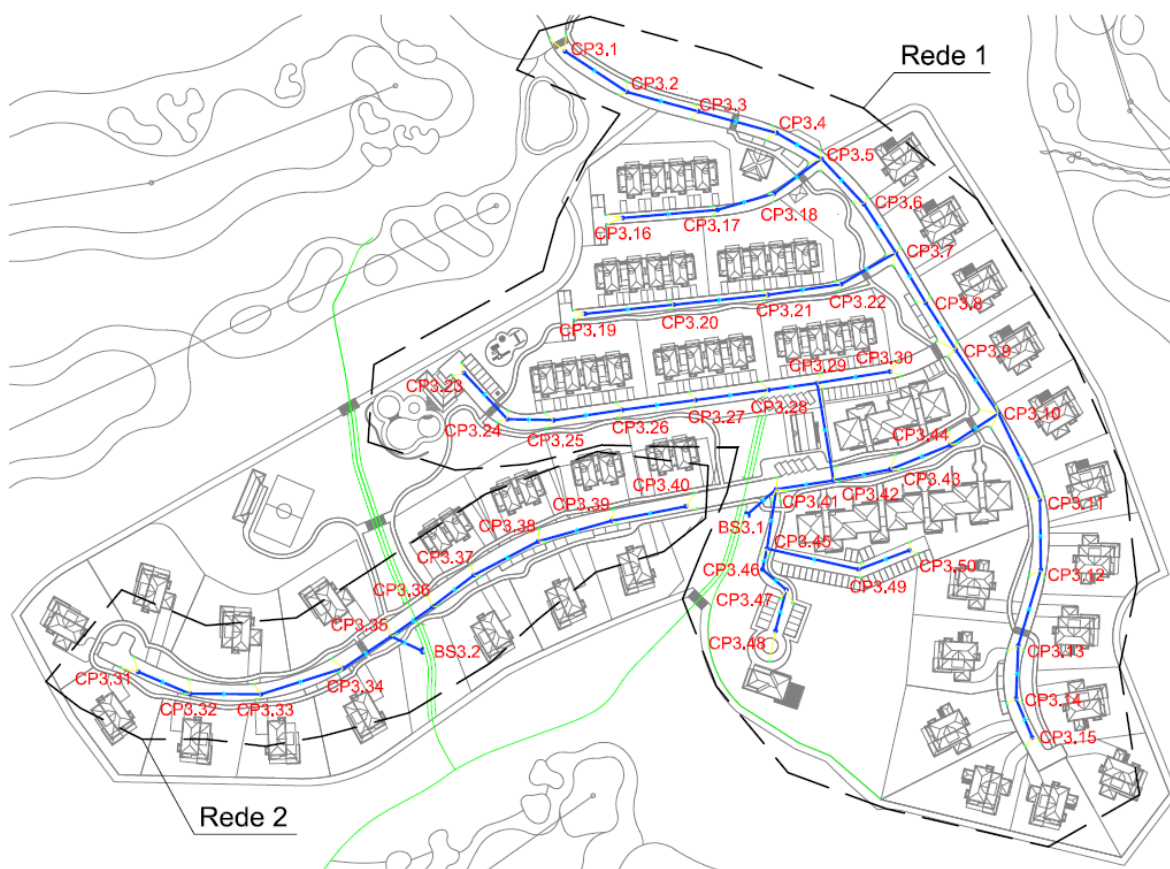


Figura 11 – Traçado das redes de drenagem de águas pluviais (aldeamento 3).

A nomenclatura do traçado apresentada na Figura 11 segue uma determinada tipologia (CPi.j e BSi.j) em que a abreviatura “CP” significa câmara de visita pluvial e “BS” boca de saída direta, enquanto o índice “i” corresponde ao número do aldeamento e o índice “j” ao número da câmara de visita pluvial e/ou boca de saída direta, sendo que o traçado a azul e a verde correspondem, respetivamente, à rede pluvial e às linhas de água.

Atendendo à tipologia da ocupação e superfície, bem como, o declive e tipo de solo presentes no aldeamento 3 e de acordo com os parâmetros apresentados na secção 6.2.2., optou-se por se considerar um coeficiente de escoamento ( $C$ ) de 0,90 e 7,50 minutos para o tempo de concentração ( $t_c$ ). Atendendo a que, o período de retorno ( $T$ ) corresponde ao intervalo de tempo que decorre, em média, para que um determinado evento seja igualado ou excedido, considerou-se um intervalo de 10 anos. A determinação da área a drenar ( $A$ ), do aldeamento 3, foi realizada com recurso ao programa AutoCAD, e contempla o escoamento das águas provenientes dos arruamentos, das zonas impermeáveis de estacionamento e passeios.

Visto que a rede de drenagem das águas pluviais do aldeamento 3 foi dividida em duas redes (rede 1 e rede 2), apresenta-se na Tabela 17 os valores tidos em conta para a determinação dos seus respetivos caudais de ponta ( $Q_p$ ), através da aplicação das expressões (17) e (18).

Tabela 17 – Valores dos caudais de ponta (aldeamento 3).

Rede	$C$	$I$ (l/s/m <sup>2</sup> )	$A$ (m <sup>2</sup> )	$Q_p$ (l/s)
1	0,90	0,027	10200	245,21
2	0,90	0,027	3240	77,89

### 6.3.1. Modelação da rede de drenagem pluvial

A modelação da rede de drenagem pluvial, foi efetuada com recurso ao referido *software*, Cype Infraestruturas de Saneamento (versão 2016.i), seguindo o mesmo processo de introdução de dados e parâmetros, a ter em conta no dimensionamento dos coletores da rede pluvial, apresentados na secção 5.3.1..

Após a introdução dos dados e parâmetros a ter em conta no dimensionamento dos coletores da rede pluvial, procedeu-se, no *software*, à importação do traçado da rede



realizado em planta (formato dwg), servindo deste modo como máscara para a introdução dos órgãos necessários à modelação da rede.

O passo seguinte passou por se introduzir os troços dos coletores, designados no *software* por tramos, através da captura em máscara. Tal como já foi referenciado na secção 5.3.1. a introdução de tramos gera, por defeito, a criação de nós de transição, isto é, nós sem consumo que permitem realizar mudanças de direção conservando a unidade do tramo no dimensionamento. Apesar da introdução automática destes nós, estes necessitam de ser editados para se alterar a sua nomenclatura e inserir as cotas do terreno, a que se encontram as respetivas câmaras de visita pluviais, de acordo com o que foi previamente definido em projeto.

Atendendo ao facto de a rede de drenagem das águas pluviais, do aldeamento 3, estar dividida em duas redes (1 e 2) e pelo facto de o *software* apenas calcular uma rede isoladamente, ou seja, apenas considera um único dispositivo de descarga, foi necessário criar dois modelos de cálculo.

Na Figura 12 apresenta-se o esquema da modelação da rede 1 de drenagem de águas pluviais, enquanto na Figura 13 apresentam-se a modelação referente à rede 2.

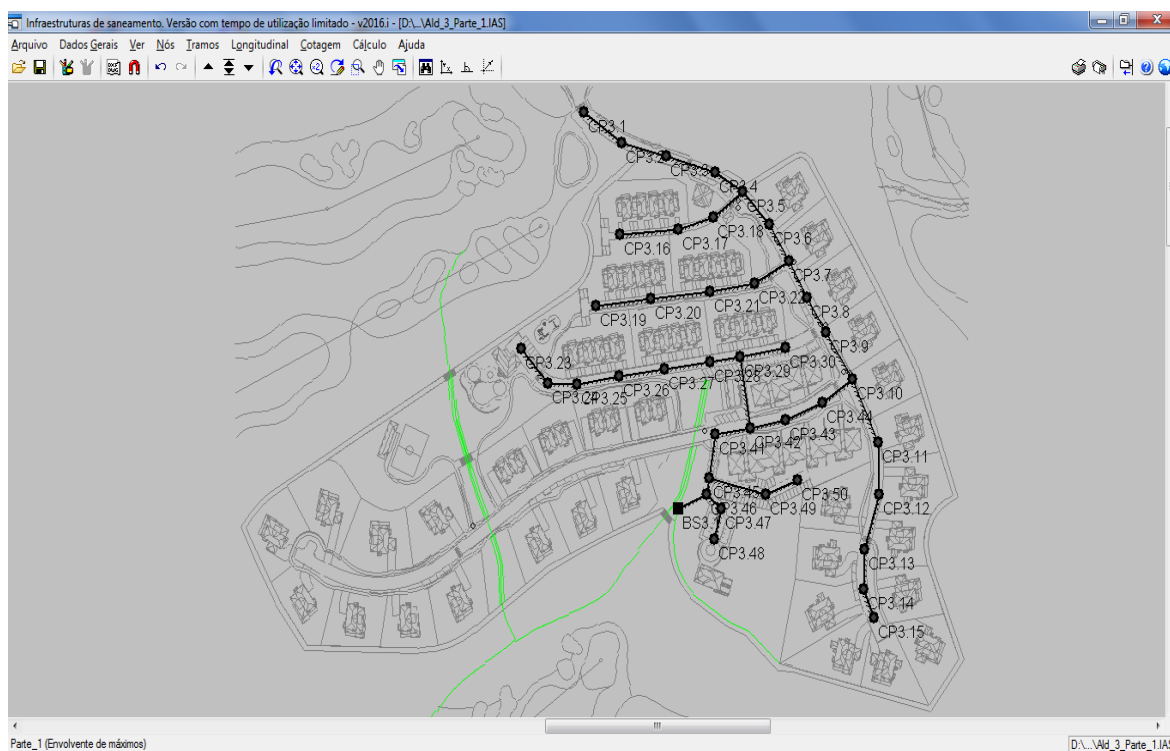


Figura 12 – Esquema de modelação da rede pluvial (aldeamento 3: rede 1).

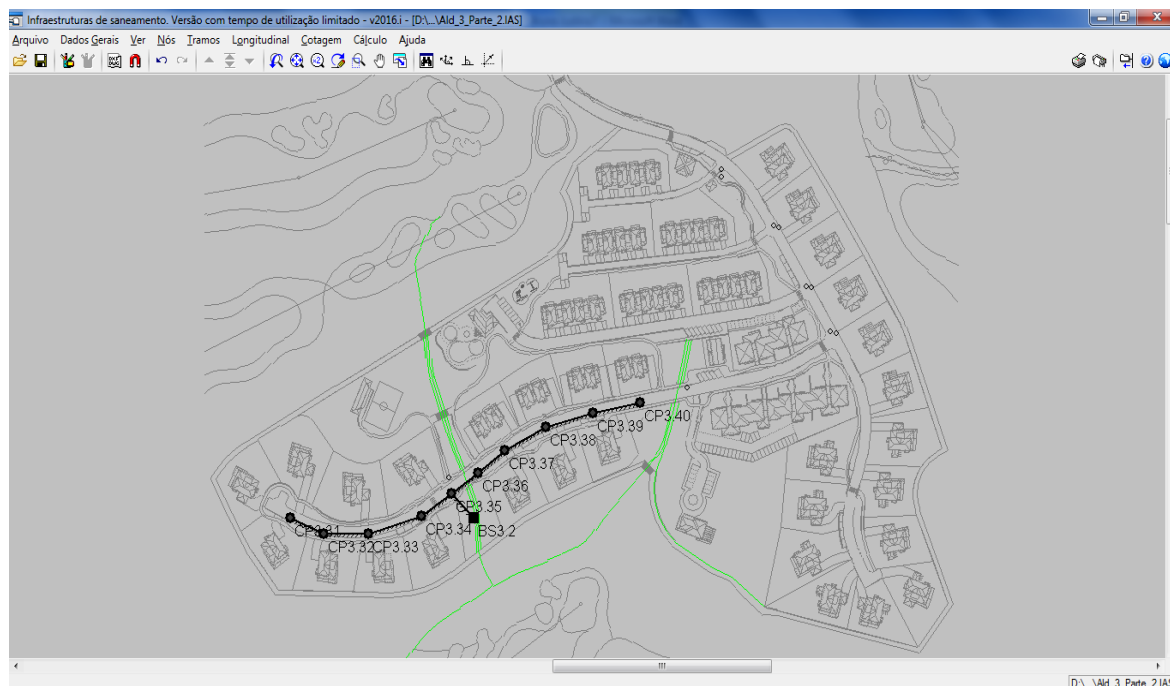


Figura 13 – Esquema de modelação da rede pluvial (aldeamento 3: rede 2).

Tendo em conta que não existe consumo nos nós de transição, os caudais de ponta ( $Q_p$ ), obtidos na Tabela 17, foram atribuídos aos tramos (coletores) das respetivas redes (1 e 2), como caudais unitários de percurso ( $q_p$ ), determinados através da divisão dos seus respetivos caudais de ponta ( $Q_p$ ), pelos seus comprimentos totais ( $L_t$ ), obtendo-se assim, caudais por metro linear de comprimento dos coletores. Na Tabela 18 encontram-se os valores dos comprimentos dos coletores e os caudais unitários de percurso, das respetivas redes (1 e 2), bem como a sua conversão na unidade requerida pelo *software* ( $m^3/h/m$ ).

Tabela 18 – Valores unitários de percurso dos caudais de ponta.

Rede	$Q_p$ (l/s)	$L_t$ (m)	$q_p$ (l/s)	$q_p$ ( $m^3/h/m$ )
1	245,21	1058,93	0,232	1,06
2	77,89	263,42	0,296	0,83

A definição dos restantes parâmetros (velocidades, inclinações e altura da lâmina líquida), foram definidos nos tramos das redes pluviais, de acordo com o procedimento realizado na rede de drenagem residual (Figura 7), adequando os respetivos parâmetros à rede pluvial. O cálculo das redes pluviais (1 e 2), seguiram o mesmo método usado na referida rede residual (secção 5.3.1.). Nas Tabelas 19 e 20 encontram-se os valores de dimensionamento dos coletores, respetivamente, das redes de drenagem pluviais 1 e 2 do aldeamento 3.

Tabela 19 – Resultados de dimensionamento dos coletores da rede 1 de drenagem pluvial (aldeamento3).

<b>Tramo</b>	<b>Comprimento</b>	<b>Diâmetro</b>	<b>Inclinação</b>	<b>Caudal</b>	<b>Altura lâmina líquida</b>	<b>Velocidade</b>
–	m	DN	%	m³/h	mm	m/s
CP3.1 – CP3.2	30,01	DN200	0,73	25,02	60,10	0,98
CP3.2 – CP3.3	30,03	DN200	2,37	50,05	63,61	1,81
CP3.3 – CP3.4	33,01	DN200	4,24	77,57	68,97	2,52
CP3.4 – CP3.5	21,12	DN200	7,05	95,18	67,11	3,21
CP3.16 – CP3.17	38,64	DN200	0,73	32,21	68,94	1,05
CP3.17 – CP3.18	23,88	DN200	0,54	52,12	100,01	1,06
CP3.18 – CP3.5	23,94	DN200	0,88	72,08	105,90	1,37
CP3.5 – CP3.6	25,17	DN250	2,54	188,23	118,55	2,60
CP3.6 – CP3.7	23,60	DN250	7,58	207,91	91,10	4,02
CP3.19 – CP3.20	36,33	DN200	0,75	30,28	66,18	1,04
CP3.20 – CP3.21	38,53	DN200	0,73	62,40	102,38	1,23
CP3.21 – CP3.22	30,00	DN250	0,50	87,41	122,07	1,17
CP3.22 – CP3.7	25,67	DN250	0,86	108,81	118,23	1,51
CP3.7 – CP3.8	23,71	DN400	0,89	336,48	173,34	2,03
CP3.8 – CP3.9	22,77	DN400	0,61	355,46	200,97	1,79
CP3.9 – CP3.10	31,09	DN400	0,80	381,38	192,89	2,02
CP3.15 – CP3.14	17,20	DN200	2,73	14,34	32,38	1,33
CP3.14 – CP3.13	21,50	DN200	3,26	32,26	46,53	1,80
CP3.13 – CP3.12	32,12	DN200	2,21	59,04	71,02	1,85
CP3.12 – CP3.11	28,48	DN200	2,15	82,78	86,94	2,00
CP3.11 – CP3.10	38,85	DN250	0,77	115,17	126,80	1,47
CP3.10 – CP3.44	23,45	DN400	1,49	516,10	192,05	2,74
CP3.44 – CP3.43	26,39	DN400	4,47	538,10	142,56	4,18
CP3.43 – CP3.42	23,40	DN400	5,26	557,60	139,03	4,48
CP3.23 – CP3.24	25,82	DN200	0,63	21,53	57,74	0,89
CP3.24 – CP3.25	18,84	DN200	0,74	37,23	74,44	1,10
CP3.25 – CP3.26	28,11	DN200	0,60	60,66	106,89	1,14
CP3.26 – CP3.27	30,01	DN250	0,60	85,68	113,88	1,25
CP3.27 – CP3.28	29,84	DN250	0,77	110,56	123,54	1,45
CP3.28 – CP3.29	20,23	DN250	0,69	127,42	141,21	1,43
CP3.30 – CP3.29	30,09	DN200	12,97	25,08	29,08	2,73
CP3.29 – CP3.42	40,05	DN315	0,55	185,89	163,45	1,46
CP3.42 – CP3.41	23,48	DN400	1,96	763,07	228,28	3,31
CP3.41 – CP3.45	24,47	DN400	1,96	783,46	232,70	3,33
CP3.50 – CP3.49	22,29	DN200	3,37	18,58	34,96	1,55
CP3.49 – CP3.45	38,12	DN200	6,57	50,35	48,83	2,62
CP3.45 – CP3.46	8,82	DN400	2,72	841,17	217,62	3,86
CP3.48 – CP3.47	17,25	DN200	1,41	14,38	38,23	1,06
CP3.47 – CP3.46	12,62	DN200	2,30	24,91	44,57	1,47
CP3.46 – BS3.1	20,00	DN400	3,55	882,77	205,38	4,33

Tabela 20 – Resultados de dimensionamento dos coletores da rede 2 de drenagem pluvial (aldeamento3).

Tramo	Comprimento	Diâmetro	Inclinação	Caudal	Altura lâmina líquida	Velocidade
–	m	DN	%	m³/h	mm	m/s
CP3.31 – CP3.32	22,95	DN200	0,67	24,43	60,87	0,94
CP3.32 – CP3.33	28,67	DN200	0,59	54,95	100,67	1,11
CP3.33 – CP3.34	35,18	DN250	0,51	92,39	125,60	1,19
CP3.34 – CP3.35	23,38	DN250	0,90	117,28	122,17	1,56
CP3.40 – CP3.39	30,66	DN200	1,37	32,63	58,62	1,32
CP3.39 – CP3.38	31,02	DN200	2,80	65,65	70,51	2,07
CP3.38 – CP3.37	29,49	DN200	5,83	97,04	71,49	3,01
CP3.37 – CP3.36	21,21	DN200	7,27	119,62	75,57	3,45
CP3.36 – CP3.35	20,67	DN200	7,31	141,62	83,19	3,61
CP3.35 – BS3.2	20,19	DN315	0,94	280,41	180,66	1,96

Pela observação dos resultados obtidos, pelo *software*, nas duas redes de drenagem pluvial do aldeamento 3, verifica-se que foram cumpridos os parâmetros inicialmente impostos (velocidades, inclinações e altura da lâmina líquida) e que os diâmetros dos coletores são em grande parte superiores ao diâmetro mínimo regulamentar (DN200), devido aos elevados caudais de ponta.

Do mesmo modo que na rede residual, foram realizados, através do *software*, os perfis longitudinais das redes pluviais com base nas cotas do terreno, inseridas nos nós de ligação (câmaras de visita), e nas inclinações impostas nos tramos (coletores). A título exemplificativo, encontra-se representado na Figura 14 um esquema do perfil longitudinal dos coletores, entre as câmaras de visita pluviais CP3.44 e CP3.41 da rede 1.

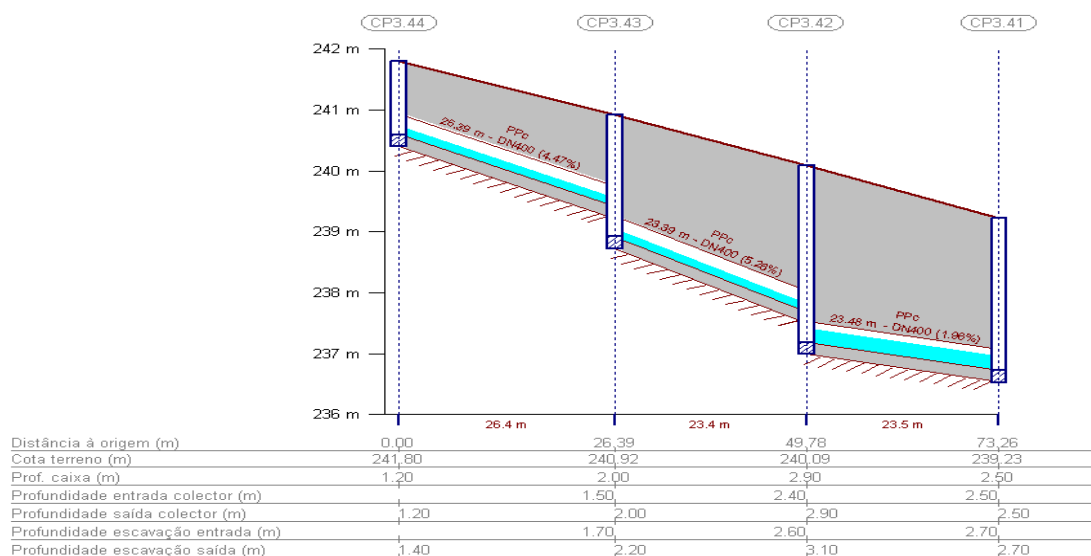


Figura 14 – Esquema do perfil longitudinal entre os nós CP3.44 e CP3.41 (rede 1: aldeamento 3).

## PARTE II – ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS

### 7. INTRODUÇÃO

#### 7.1. Formação em *Software*

Para se realizar esta parte do presente trabalho, foi necessário ter presente todos os conceitos teóricos adquiridos ao longo do percurso académico, nomeadamente, relacionados com as unidades curriculares de estruturas de betão armado (I e II) e estruturas de edifícios. Dado que se recorreu ao uso de um *software* de cálculo automático, (CypeCad) para a modelação da superestrutura do presente trabalho e tendo em conta que o estagiário não possuía qualquer conhecimento sobre a utilização desta ferramenta informática, foi necessário realizar uma aprendizagem prévia, por forma a que o presente trabalho fosse realizado com o máximo rigor e eficácia, evitando assim eventuais erros de conceção estrutural.

A aprendizagem e utilização do presente *software*, foram conseguidas pela participação do estagiário numa formação promovida pela própria empresa (Ferreira Lapa, Lda.) em colaboração com o Núcleo de Estudantes do DECivil da Universidade de Aveiro, que teve como trabalho prático a elaboração da modelação e análise estrutural dum edifício já construído e projetado pela própria empresa (Figura 15), que serviu de guia para a elaboração do projeto final para obtenção do diploma do curso de formação em CypeCad.



Figura 15 – Edifício usado para elaboração do curso de formação em CypeCad (fonte: Google Maps).

O projeto do edifício, modelado nesta formação, localiza-se na praia da Areia Branca, concelho de Lourinhã e distrito de Lisboa, constituído por um parque de estacionamento semienterrado, um andar destinado a atividades comerciais (lojas em geral) e uma cobertura plana não acessível (exceto para operações de manutenção e reparações correntes). O uso do parque de estacionamento destina-se a veículos ligeiros ( $\leq 35$  kN) com exclusividade dos utilizadores da zona comercial.

Quanto à solução estrutural, esta seguiu os mesmos moldes utilizados no projeto realizado pela referida empresa, ou seja, uma estrutura reticulada em betão armado, constituída por pilares, paredes, muros, vigas e lajes fungiformes maciças e aligeiradas. O parque de estacionamento é constituído por um piso térreo, enquanto o piso do andar e da cobertura são constituídos, respetivamente, por lajes fungiformes maciças e aligeiradas. As comunicações entre o parque de estacionamento e o piso do andar, foram realizadas através de escadas constituídas por lajes maciças de betão armado. As vigas apresentam secção variável e são consideradas, consoante a zona, altas ou rasas. Os pilares apresentam secção retangular variável. Os muros servem de contenção periférica ao encosto de terras e delimitam toda a zona do estacionamento (semienterrado).

Após a modelação do edifício, os resultados da análise e dimensionamento da estrutura obtidos pelo *software* de cálculo automático, CypeCad, foram comparados com os obtidos pelo *software*, Revit, usado pela empresa na altura da execução do projeto estrutural. Por comparação, os resultados obtidos pelos dois *softwares* foram muito semelhantes, concluindo deste modo que a modelação realizada durante o curso de formação foi bem conseguida. Posto isto, o estagiário obteve uma correta aprendizagem da utilização do *software* (CypeCad) para a sua aplicação noutras estruturas, sendo neste caso, aplicada ao presente trabalho.

Nas Figuras 16 e 17 apresentam-se os modelos estruturais em 3D obtidos, respetivamente, pelos *softwares* Revit e CypeCad.

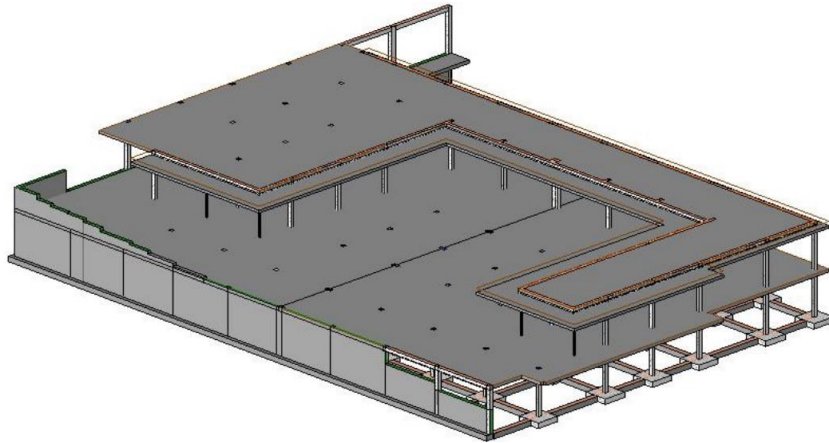


Figura 16 – Modelo estrutural 3D do edifício (Revit).

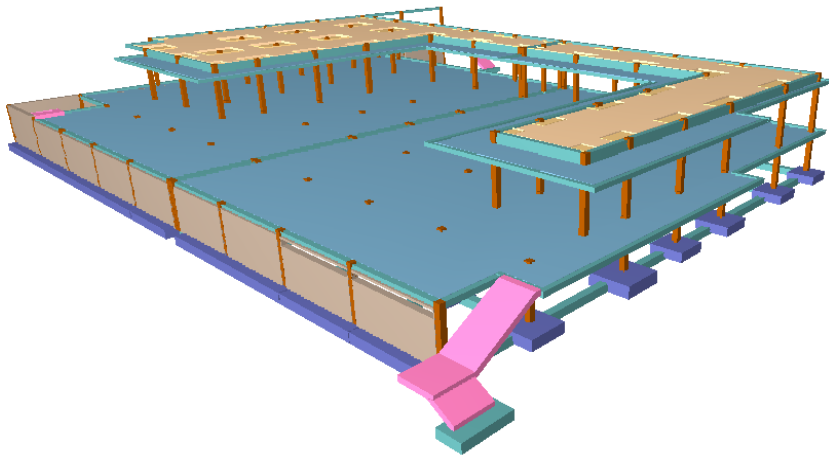


Figura 17 – Modelo estrutural 3D do edifício (CypeCad).

#### **7.1.1. Breve descrição do *software* CypeCad**

O CypeCad é um *software* de cálculo automático de estruturas, desenvolvido e comercializado pela empresa CYPE Ingenieros S.A., concebido para realizar projetos de edifícios de betão armado e mistos, com geração automática da discretização da estrutura, das ações verticais e horizontais e saída das peças escritas e desenhadas. A introdução de dados é simples, apresentando os menus de uma forma sequencial e intuitiva proporcionando fluidez na introdução. O utilizador pode modificar qualquer tipo de dados sempre que o deseje. Terminada a introdução de dados é efetuado o cálculo. A análise de resultados é outra das etapas de enorme importância na realização do projeto. Para facilitar o processo, o *software* contém opções de controlo de resultados para que nenhum dos elementos estruturais fique por rever (CYPE Ingenieros, 2013).

Este *software* efetua a análise das solicitações através de um cálculo espacial em 3D, por métodos matriciais de rigidez, considerando todos os elementos que definem a estrutura: pilares, paredes, muros, vigas e lajes e discretiza a estrutura em elementos tipo barra, grelha e elementos finitos triangulares. Do ponto de vista regulamentar, o *software* possui uma base de dados com diversos regulamentos, nomeadamente os Eurocódigos.

## **7.2. Projeto estrutural do Hotel**

A presente parte deste trabalho, apresenta o desenvolvimento do projeto de estruturas da superestrutura do Hotel inserido no referido conjunto turístico. Tendo por base um projeto de arquitetura, o objetivo desta parte consiste em criar uma solução estrutural que garanta a segurança do Hotel em relação às ações regulamentares.

O projeto de arquitetura, do referido Hotel, sobre o qual o estagiário veio a conceber a solução estrutural apresentava-se em fase de estudo prévio, pelo arquiteto Luís Lemos Falcão, durante o período de estágio. Dada a fase em que se encontrava o projeto de arquitetura, o estagiário teve a oportunidade de colaborar com o arquiteto, por forma a que o projeto de arquitetura e o estudo prévio de estruturas (com aconselhamento e acompanhamento do orientador de estágio), fossem desenvolvidos em conjunto, permitindo assegurar uma conceção estrutural exequível e um adequado comportamento perante as ações regulamentares. Nesta fase foram apresentados diferentes desenhos de arquitetura ao Dono de Obra, obtendo-se assim várias versões. Dada a demora da decisão, pela versão final, por parte do Dono de Obra, e tendo em conta que o estagiário necessitava de um projeto de arquitetura base para elaborar a presente parte deste trabalho, foi utilizada uma versão intermédia para a sua realização.

A título de exemplificação da arquitetura pretendida (versão mais recente), apresentam-se, nas Figuras 18 e 19, desenhos arquitetónicos em 3D da fachada principal da receção do Hotel. No entanto, estes desenhos arquitetónicos não correspondem aos utilizados neste trabalho, por se tratar de uma versão conseguida após a realização do estágio curricular.





Figura 18 – Desenho arquitetónico 3D do alçado principal do Hotel.



Figura 19 – Desenho arquitetónico 3 D: entrada principal (receção do Hotel).

Relativamente à arquitetura utilizada na presente parte deste trabalho, não foram criados quaisquer tipos de desenhos arquitetónicos em 3D, pelo que foram apenas criados desenhos em 2D, conforme se poderá ver mais à frente.

Pretende-se então nesta parte percorrer as fases por que passa o projeto de estruturas do Hotel, desde a definição da solução estrutural e fase de pré-dimensionamento até à fase

final de dimensionamento, onde sobre um modelo estrutural são analisados os esforços da superestrutura devido às ações e suas combinações, bem como, o seu comportamento dinâmico e a verificação aos estados limites últimos e de serviço.

Sendo um facto que os *softwares* de cálculo automático constituem uma ferramenta de extrema utilidade para a análise de estruturas no panorama da engenharia de estruturas atual, foi utilizado o referido *software* de cálculo automático, CypeCad (versão 2016.i), onde foi desenvolvido o modelo do edifício proposto, com a finalidade de analisar estática e dinamicamente o seu comportamento.

### **7.2.1. Descrição Geral do Hotel**

O Hotel a construir tem uma configuração arquitetónica em planta com a forma de “U fechado” conforme se apresenta na Figura 20. Devido à sua configuração e ao seu grande desenvolvimento, em planta, foi necessário considerar juntas de dilatação, perfazendo seis corpos distintos (A a F), conforme representados na Figura 20.

Visto ser um trabalho académico e concluindo que a modelação, cálculo e análise dos elementos estruturais dos seis corpos seria apenas um acréscimo de trabalho repetitivo, apenas se realizou a modelação, cálculo e análise estrutural dos corpos E e F, já que estes abarcam todos os tipos de problemas e soluções estruturais do resto do Hotel.

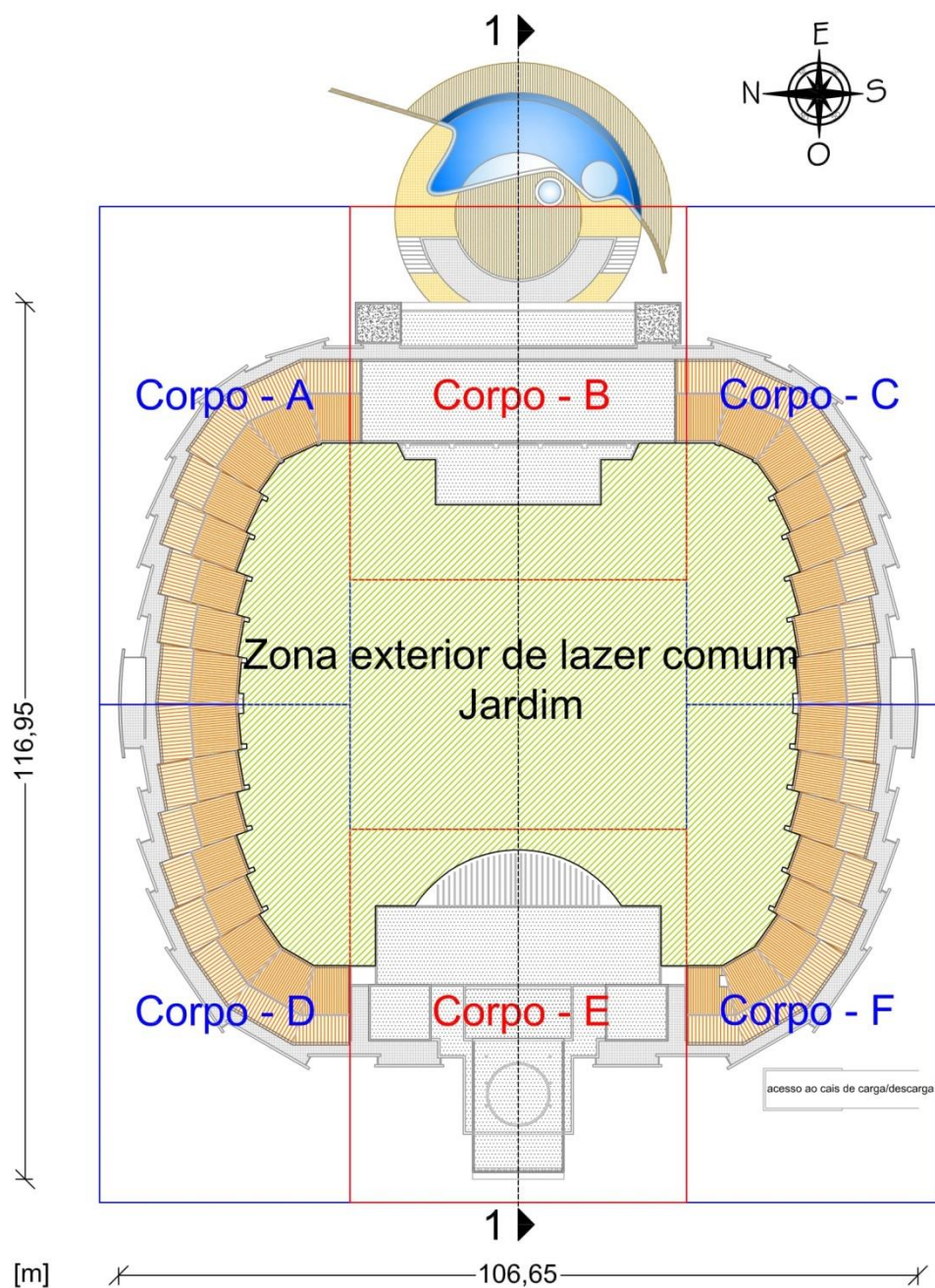


Figura 20 – Divisão dos corpos do Hotel (s/escala).

Na figura seguinte apresenta-se o alçado Oeste do Hotel, com a divisão dos corpos.

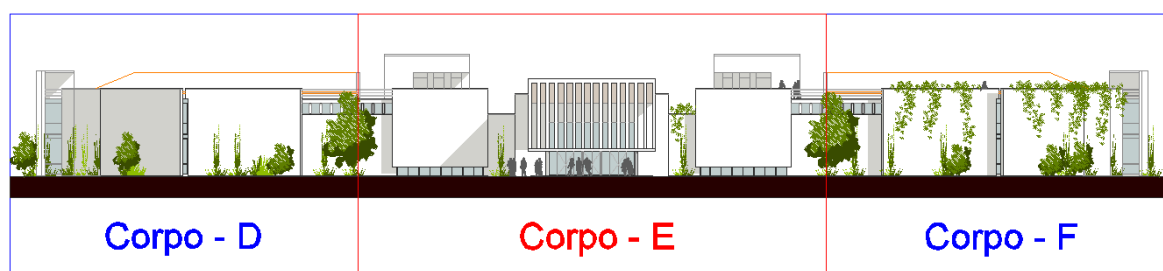


Figura 21 – Alçado Oeste do Hotel (s/escala).

O corpo E, corresponde à receção do Hotel e é constituído por:

- Cave (semienterrada) – constituída por salas de eventos, um *foyer*, instalações técnicas, cozinha, lavandaria, arrumos, diversas instalações sanitárias e diversos átrios, e encontra-se à cota 203,50 m, tendo uma ligação ao piso superior por intermédio de escadas e elevadores, aliás como se verifica em todos os pisos. O seu acesso ao exterior é conseguido pela zona de lazer comum (jardim), localizada no meio do Hotel. A representação da cave em planta encontra-se na Figura A. 1 do Anexo A;
- Rés-do-chão – corresponde ao piso de entrada no Hotel, onde se encontra a receção, sala de estar, restaurante, *snack-bar*, zona de eventos, diversas instalações sanitárias e diversos átrios, e encontra-se à cota 207,50 m. Encontra-se ainda neste piso um avançado semicircular no tardo de este corpo com o intuito de constituir uma esplanada de apoio ao *snack-bar*, conforme representado na Figura A. 2 do Anexo A;
- Piso 1 – corresponde ao piso intermédio de acesso aos quartos (*suites*), constituído por átrios, zonas técnicas e um terraço técnico para instalação dos equipamentos de aquecimento, ar condicionado, renovação do ar, entre outros e encontra-se à cota 211,40 m. A sua representação em planta encontra-se na Figura A. 3 do Anexo A;
- Piso 2 – encontra-se à cota 215,15 m e corresponde a um misto de coberturas acessíveis (terraços) e não acessíveis constituídas, respetivamente, por pavimentos destinados a utilização de hóspedes e pavimentos que têm a sua acessibilidade condicionada a fins de manutenção e reparação (coberturas planas). Ainda neste piso, e numa zona de cobertura não acessível, encontra-se uma abertura circular para a entrada indireta de luz natural no Hotel, bem como uma cobertura (tipo pérgula) em vigas de madeira lamelada colada, com afastamento entre si de 0,50 m, com o intuito de fazer sombreamento à zona semicircular da esplanada. A representação deste piso em planta, encontra-se na Figura A. 4 do Anexo A;
- Piso 3 – encontra-se à cota 216,60 m e corresponde à cobertura não acessível (plana) da abertura circular que se encontra no piso inferior;
- Piso 4 – encontra-se à cota 219,05 m e corresponde à cobertura não acessível (plana) das caixas de escadas e elevadores.

Tendo em conta que os pisos 3 e 4 correspondem ambos a coberturas, a sua representação apenas se encontra numa planta arquitetónica (Figura A. 5 – Anexo A).

Na Figura 22 encontra-se representado o corte 1-1 do corpo E, onde se pode verificar as cotas correspondentes aos pisos enunciados anteriormente.

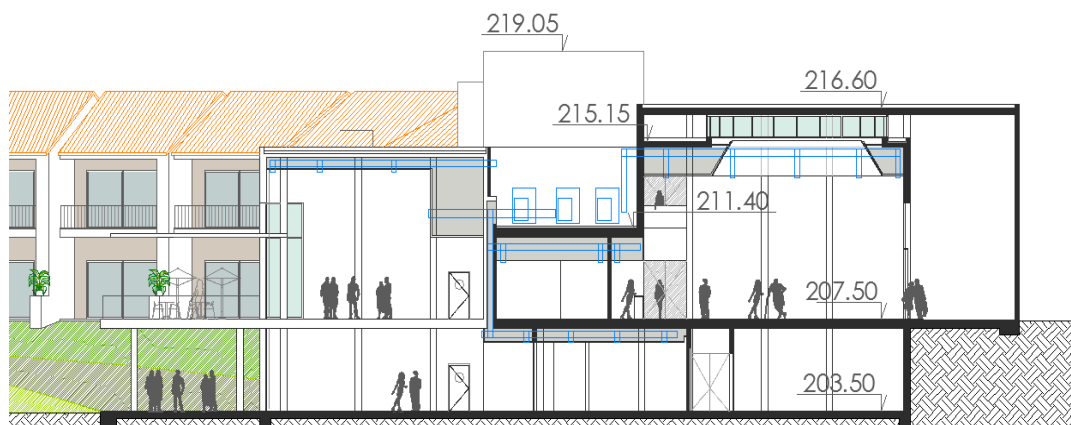


Figura 22 – Corte 1-1 (corpo E).

Quanto ao corpo F, corresponde essencialmente aos quartos (*suites*) do Hotel e é constituído por:

- Cave (totalmente enterrada) – constituída comutativamente pela cozinha existente no corpo E, devido à junta de dilatação ocorrer neste compartimento e como tal encontra-se à mesma cota (203,50 m). A sua representação em planta encontra-se na Figura A. 6 do Anexo A;
- Rés-do-chão – encontra-se essencialmente constituído por quartos (*suites*), incluindo as respetivas instalações sanitárias privativas, e corredores de distribuição de acesso aos referidos quartos, apresentando a mesma cota do corpo E (207,50 m) devido à continuidade dos espaços comuns (átrios e corredores) entre os dois corpos. Na Figura A. 7 do Anexo A, apresenta-se a sua planta arquitetónica;
- Piso 1 – constituído igualmente pelos mesmos compartimentos existentes no rés-do-chão e à mesma cota (211,40 m) a que se encontra o piso 1 do corpo E, pelos mesmos motivos de continuidade. Na Figura A. 8 do Anexo A, encontra-se representada a sua planta arquitetónica;
- Piso 2 – apresenta-se à mesma cota (215,15 m) do piso 2 do corpo E, devido à continuidade da cobertura acessível (terraço), constituída por pavimentos destinados a utilização de hóspedes;

- Cobertura – formada por duas vertentes de difícil acesso, com valor de cota ao cume de 217,65 m.

O Piso 2 bem como a Cobertura do corpo F encontram-se representados na mesma planta arquitetónica (Figura A. 9 – Anexo A) por se tratarem ambos de coberturas.

O local onde se irá construir o Hotel, encontra-se numa zona de vegetação rasteira, tal como erva, e algumas árvores de pequeno porte. Através de sondagens realizadas no terreno, o solo foi classificado como rochoso com pequena espessura ( $\approx 0,50$  m) de material mais fragmentado à superfície.

### **7.2.2. Solução Estrutural**

O primeiro passo na conceção estrutural de um edifício consiste na criação de uma solução estrutural que, atendendo à sua arquitetura, permita garantir a segurança deste quando solicitado pelas ações consideradas no seu dimensionamento. Consiste, portanto, na escolha da localização, dimensão e disposição dos diferentes elementos estruturais, visando uma conceção com qualidade e economia. Importa referir que no presente caso de estudo apenas se tratará de definir uma solução da superestrutura, pelo que os elementos de fundação não são objetos de estudo neste trabalho, no entanto, dado o carácter rochoso do terreno foi suposto um sistema de fundações diretas com comportamento rígido. Tendo isto em conta e em face do tipo de construção pretendido, foi considerada uma estrutura reticulada em betão armado, constituída por pilares, paredes, muros, vigas, lajes maciças e fungiformes (maciças), respeitando, sempre que possível, os condicionalismos arquitetónicos. Os pilares variam entre secções quadradas, retangulares e circulares. Os núcleos dos elevadores foram dimensionados como paredes resistentes. As vigas são de secção retangular, maioritariamente altas, existindo também vigas embebidas (rasas) nas lajes. As lajes maciças são armadas nas duas direções, suportadas por vigas, que se apoiam em pilares de secção variável. Foi também necessário dimensionar muros de contenção de terras, devido à existência de uma cave no corpo E, coincidente também com parte do corpo F devido à junta de dilatação.

As comunicações entre pisos serão realizadas através de escadas constituídas por lajes maciças de betão armado e elevadores. Atendendo ao tipo de solo existente no local, o piso térreo da cave, coincidente com os dois corpos (E e F), será constituído por uma camada de

material britado, com 0,20 m de espessura e um filme plástico sobre o qual se executará um massame armado com Malhasol AQ50, com 0,15 m de espessura.

Por forma a melhorar o comportamento sísmico da estrutura, aumentou-se a inércia de alguns pilares, respeitando, sempre que possível, a arquitetura original do Hotel. Aproveitou-se também a contribuição dos núcleos das caixas de elevadores e muros de contenção de terras, visto serem elementos verticais de uma grande inércia, quando comparados com os pilares utilizados neste projeto.

Posto isto, foi criada uma solução estrutural para o edifício em estudo que atendesse a todos estes condicionalismos, conseguindo, globalmente, manter a arquitetura original sem grandes alterações.





## 8. CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

### 8.1. Regulamentação

Na determinação de ações, combinações, análise e dimensionamento da superestrutura adotaram-se os critérios de verificação de segurança prescritos pela regulamentação Portuguesa e Europeia de estruturas, nomeadamente:

- NP EN 1990, 2009, EC0 – Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas;
- NP EN 1991-1-1, 2009, EC1 – Eurocódigo 1: Ações em estruturas;
  - Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios;
  - Parte 1-4: Ações gerais – Ação do vento;
- NP EN 1992-1-1, 2010, EC2 – Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão;
  - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- NP EN 1998-1, 2010, EC8 – Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos;
  - Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;
- RSA. – Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes, 1983.

### 8.2. Materiais

Atendendo à localização do Hotel e à descrição do ambiente da região (seco), bem como o tempo de vida útil do projeto (50 anos), considerou-se uma classe de exposição XC1 e uma classe estrutural S4, de acordo com o estipulado no EC2. Desta forma, considerou-se um recobrimento mínimo, para todos os elementos estruturais da superestrutura, de 3 cm. Tendo em conta que solução adotada para a superestrutura passa pelo uso de betão armado em todos os seus elementos estruturais, os materiais de construção previstos no projeto de execução são os seguintes:

- Betão – classe de resistência: C30/37 para todos os elementos estruturais da obra;

- Aços em varões – para todos os elementos estruturais da obra: A500 NR.

Os materiais deverão satisfazer os critérios preconizados nos regulamentos vigentes e nos respetivos documentos de homologação.

### **8.3. Ações**

Denomina-se ação a todo o agente capaz de produzir estados de tensão ou deformação num qualquer elemento estrutural. Entre outras, enunciam-se os pesos próprios, revestimentos, equipamentos, sobrecargas, cargas acidentais, vento, sismo, variação de temperatura, retração, fluência, vibrações, influência do processo de construção, assentamentos de apoios ou impulsos de terreno e hidrostáticos. A análise estrutural deve assim considerar a influência de todas as ações que possam produzir tensões, esforços ou deformações significativas para a segurança da estrutura.

Posto isto, apresentam-se, de forma resumida, as ações a considerar no dimensionamento da estrutura bem como a sua classificação segundo a regulamentação apresentada na secção 8.1..

#### **8.3.1. Ações permanentes**

As ações permanentes resultam de dois conjuntos de ações, sendo o primeiro composto exclusivamente pelo peso próprio da estrutura e o segundo pelas restantes cargas permanentes, composto por materiais não estruturais, nomeadamente alvenaria e revestimentos.

##### **8.3.1.1. *Peso próprio da estrutura***

O peso próprio dos elementos de betão armado da estrutura, calcula-se a partir do volume da sua secção bruta, multiplicado por  $25 \text{ kN/m}^3$  (peso específico do betão armado) em pilares, paredes, muros, vigas e lajes. Na modelação da estrutura o *software* considera automaticamente o peso próprio dos elementos estruturais.

##### **8.3.1.2. *Peso das paredes exteriores***

Para contabilizar o peso próprio das paredes exteriores, foi necessário definir o tipo de material a aplicar. Tendo em conta às temperaturas existentes no local de construção do Hotel, optou-se por se considerar a utilização de paredes em blocos térmicos com 30 cm de

espessura, com revestimento em argamassas à base de cal com 2 cm de espessura média em cada face da parede. Por consulta de tabelas de fabricantes de blocos térmicos, obteve-se um peso específico de  $2,90 \text{ kN/m}^2$  (incluindo o peso do revestimento). A este valor é multiplicada a altura das paredes (entre pisos), obtendo-se uma carga por metro linear, atribuída às vigas ou lajes, conforme se apresenta na Tabela 21.

Tabela 21 – Valores das cargas das paredes exteriores do Hotel (corpos E e F).

Designação	Altura da parede (m)	Descrição	Carga (kN/m)
R/C – Piso 1	3,60	Parede exterior em bloco térmico com 30 cm de espessura, acrescidos de 2 cm de argamassa de revestimento em cada face ( $2,90 \text{ kN/m}^2$ ).	10,44
Piso 1 – Piso 2	3,45		10,01
Piso 2 – Piso 3	1,15		3,34
Piso 2 – Piso 4	3,60		10,44

Atendendo a que as cotas dos pisos referentes aos corpos E e F são idênticas, os valores apresentados na Tabela 21 aplicam-se a ambos os corpos do Hotel. É de notar, que não se apresentam os valores entre a Cave e o Rés-do-Chão devido às paredes exteriores entre estes pisos serem muros de contenção em betão armado.

Devido à existência de um grande vão envidraçado no corpo E, que delimita a fachada exterior (Este) entre os pisos R/C e Piso 2, constituído por um sistema de vidro duplo e caixilharia metálica (alumínio ou outro metal com características semelhantes), considerou-se uma carga por ml, aplicada na laje e vigas onde este sistema de envidraçado será aplicado. Através da consulta de fichas técnicas de empresas produtoras deste tipo de sistemas de envidraçados, obteve-se um valor de  $0,50 \text{ kN/m}^2$  para o peso próprio do referido sistema. A este valor será multiplicada a altura do envidraçado, que neste caso corresponde a uma altura uniforme de 5 m, obtendo-se um valor de  $2,50 \text{ kN/m}$  a aplicar nos respetivos locais.

#### 8.3.1.3. *Peso das paredes divisórias*

O peso devido às paredes divisórias assimila-se a uma carga permanente uniformemente distribuída em todo o pavimento, com valores característicos por  $\text{m}^2$ , considerando uma

faixa de parede com 1 metro de comprimento com altura igual à altura da parede (entre pisos). A este valor aplica-se o coeficiente de 0,40 e obtém-se o peso por  $\text{m}^2$  de pavimento.

A opção de escolha do coeficiente 0,40 deve-se essencialmente pelo tipo de utilização que o edifício vem a ter, que neste caso é um Hotel constituído por 64 *suites*, o que se traduz, por vezes, numa menor compartimentação de espaços.

Para as paredes divisórias, considerou-se a utilização de alvenaria em tijolo furado com 11 cm de espessura, acrescidas ainda de 2 cm (em cada face) de revestimento à base de argamassas de cal. Através da consulta de tabelas técnicas, obteve-se um peso específico de  $1,80 \text{ kN/m}^2$  para a referida parede. A este valor deve ser multiplicado o coeficiente 0,40 e a respetiva altura da parede, obtendo-se assim um valor de carga distribuída a aplicar nos respetivos pavimentos. Na Tabela 22 apresentam-se os valores do peso próprio das paredes divisórias a aplicar nos respetivos pavimentos.

Tabela 22 – Valores das cargas das paredes divisórias a aplicar nos pavimentos (corpo E e F).

Designação	Altura da parede (m)	Descrição	Coef.	Carga ( $\text{kN/m}^2$ )
R/C – Piso 1	3,60	Parede divisória em alvenaria de tijolo furado com 11 cm de espessura revestida com 2 cm de argamassa em cada face	0,40	2,59
Piso 1 – Piso 2	3,45	( $1,80 \text{ kN/m}^2$ ).		2,48

Importa referir que apenas existem paredes divisórias na Cave, no Rés-do-Chão e Piso 1, em ambos os corpos do Hotel, no entanto não se apresentam os valores das cargas na Cave por esta ser constituída por um piso térreo, anteriormente descrito, não tido em conta no modelo estrutural.

#### 8.3.1.4. *Peso dos revestimentos dos pavimentos*

Tratando-se de um Hotel, considerou-se para os revestimentos dos pavimentos interiores o uso de tacos de madeira, alcatifas ou mosaicos cerâmicos (incluindo até 5 cm de camada de argamassa de regularização e assentamento) e estuque ou teto falso na face inferior da laje dos respetivos pavimentos. Com recurso à consulta das tabelas técnicas, para determinar o peso específico do referido revestimento, obteve-se um valor de  $1,50 \text{ kN/m}^2$ , o qual foi aplicado em todos os pavimentos interiores.

### 8.3.1.5. Peso dos revestimentos das coberturas

Para as coberturas não acessíveis (planas), considerou-se um revestimento constituído por camada de forma de betão leve (até 8 cm), telas de impermeabilização, revestimento térmico e proteções. Através da consulta das tabelas técnicas, obteve-se um peso específico de  $2,00 \text{ kN/m}^2$ , a aplicar em toda a área da cobertura.

Para as coberturas acessíveis (terraços), considerou-se, para além do peso do revestimento de impermeabilização, um revestimento resistente à abrasão em pedra natural com espessura até 3 cm e com o peso específico de  $1,20 \text{ kN/m}^2$  (incluindo a argamassa de assentamento), a aplicar em toda a área da respetiva cobertura.

As coberturas ordinárias são constituídas por duas vertentes e apenas se aplicam ao corpo F. O sistema adotado para o revestimento destas coberturas, reside no uso de telhas de barro vermelho do tipo Lusa, assentes em ripas de argamassa executadas (*in situ*) sobre o respetivo isolamento térmico inerente a todas as coberturas inclinadas. Para este sistema de cobertura e por consulta das tabelas técnicas, obteve-se um peso específico de  $0,70 \text{ kN/m}^2$ .

Dada a existência de uma cobertura (tipo pérgula) na zona semicircular da esplanada do corpo E, constituída por vigas de madeira lamelada colada homogénea da classe GL32h com secção transversal de  $0,20 \times 0,52 \text{ m}^2$  (b x h) e com afastamento entre si de 0,50 m, foi necessário considerar o peso próprio destas sobre duas vigas (V1 e V2) em betão armado, conforme representadas na Figura 23.

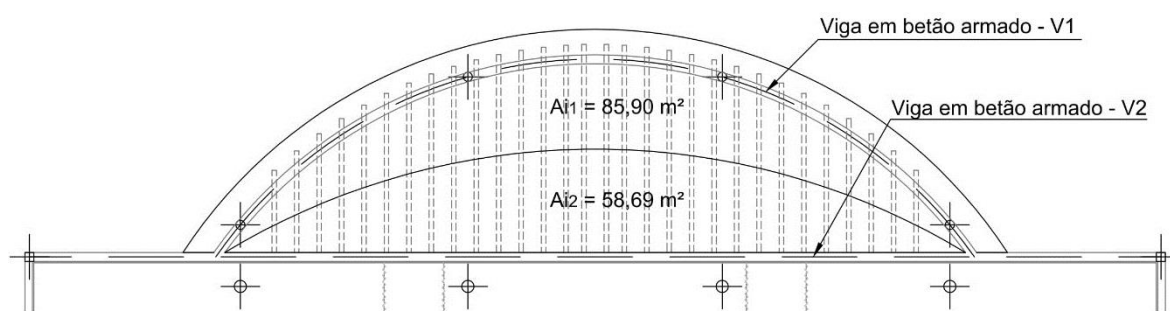


Figura 23 – Esquema da cobertura (tipo pérgula) em vigas de madeira sobre a esplanada (corpo E).

Para determinar a massa volúmica das vigas de madeira, recorreu-se à Norma Portuguesa EN 1194:1999 (Estruturas de madeira – madeira lamelada colada), onde se obteve um valor de  $4,30 \text{ kN/m}^3$ . A este valor, foi multiplicada a área da secção transversal da viga, obtendo-se um valor de  $0,45 \text{ kN/m}$ , ou seja, cada metro de comprimento da referida viga

de madeira tem um peso próprio de 0,45 kN. Atendendo a que o espaçamento entre estas vigas corresponde a 0,50 m, então num metro quadrado, serão necessárias 3 vigas com 1 m de comprimento cada, o que quer dizer que o peso das vigas por metro quadrado corresponde a  $3 \times 0,45 \text{ kN} = 1,35 \text{ kN/m}^2$ . De acordo com as áreas de influência ( $A_i$ ) apresentadas na Figura 23 e com os valores dos comprimentos das vigas (V1 e V2) presentes na Tabela 23, determinam-se as cargas lineares a aplicar nas respetivas vigas de betão armado.

Tabela 23 – Valores de carga a aplicar nas vigas V1 e V2 (corpo E).

Viga	Comprimento (m)	$A_i \text{ (m}^2\text{)}$	Peso (kN/m <sup>2</sup> )	Carga (kN/m)
V1	29,35	85,90	1,35	3,95
V2	25,13	58,69		3,15

#### 8.3.1.6. *Peso do revestimento das escadas*

Para o revestimento das escadas e atendendo ao seu tipo de utilização, foi considerado o uso de pedra natural com espessura até 3 cm, com peso específico de  $1,20 \text{ kN/m}^2$  (incluindo a argamassa de assentamento).

#### 8.3.2. *Impulsos de terras*

Os efeitos dos impulsos de terras apenas são contabilizados no corpo E e em parte do corpo F, devido à existência de muros em betão armado para a execução da respetiva cave comum aos dois corpos. Tendo em conta que o nível freático se encontra a mais de 40 m da superfície, apenas se consideraram os efeitos provocados pelo solo, sendo este classificado como rochoso. No entanto, quando forem executados os muros da cave, será necessário escavar uma sobrelargura, necessária à execução das respetivas sapatas e cofragens dos referidos muros.

Posto isto, o material de enchimento das sobrelarguras entre o solo rochoso existente e os muros da cave, deverá ser um material granular com propriedades drenantes, pelo que se considerou a utilização de seixo, com peso volúmico aparente ( $\gamma$ ) igual a  $20 \text{ kN/m}^3$  e um ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ) de  $38^\circ$ .

Segundo Matos Fernandes (2011), para solos normalmente consolidados, o coeficiente de impulso em repouso ( $K_0$ ) pode ser obtido a partir da expressão (19).

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi') \quad (19)$$

Pela teoria de Rankine, a tensão horizontal ( $\sigma_h$ ) para uma dada profundidade sobre um paramento estrutural, pode ser obtida pela expressão (20).

$$\sigma_h = K_0 \times \gamma \times z \quad (20)$$

Dado que o material de enchimento será homogéneo, os diagramas de pressões sobre os muros da cave serão triangulares (Figura 24) e o impulso provocado por este material sobre os muros, será obtido pela expressão (21), aplicado a uma profundidade de  $(2/3) \times h$ .

$$I = 1/2 \times K_0 \times \gamma \times h^2 \quad (21)$$

Na Figura 24 apresenta-se um esquema com os valores da tensão horizontal na base do muro e da resultante do impulso aplicada no centro de gravidade do diagrama triangular.

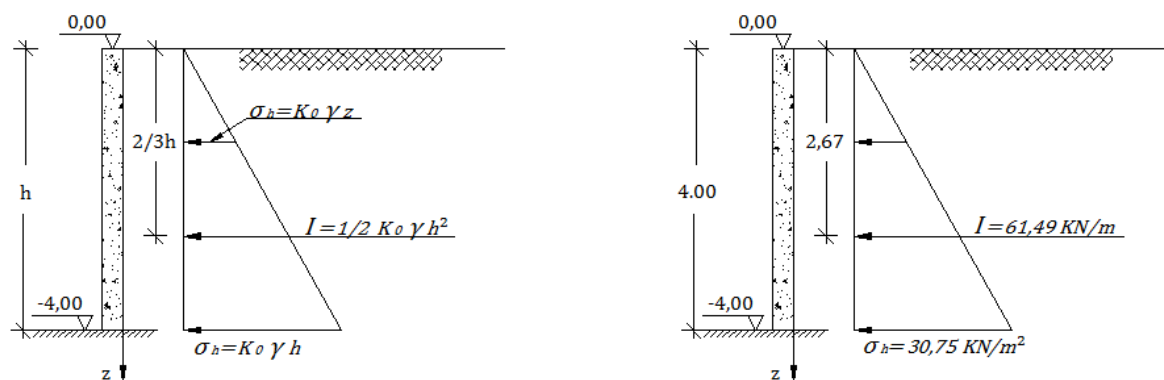


Figura 24 – Esquema do impulso de terras sobre os muros da cave.

Os valores presentes na Figura 24 foram aplicados em toda a extensão dos muros da cave.

### 8.3.3. Ações variáveis

As ações variáveis são aquelas que assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio, durante a vida útil da estrutura, e podem ser as sobrecargas nos pavimentos, vigas e coberturas dos edifícios, a ação do vento, da neve ou do sismo. De acordo com o EC0, as ações sísmicas e a ação da neve, podem ser consideradas ações de acidente e/ou variáveis, dependendo do local da obra. No entanto, e de acordo com Jacinto (2013), em Portugal a ação da neve e dos sismos são consideradas ações variáveis.

### 8.3.3.1. Sobrecargas

As sobrecargas, segundo o EC1-1-1, são divididas em categorias de acordo com as suas utilizações específicas. Dado que o Hotel apresenta diferentes categorias de utilização, apresenta-se na Tabela 24 um resumo das mesmas, com os seus respetivos valores.

Tabela 24 – Valores das sobrecargas de acordo com as categorias de utilização.

Utilização específica	Categoria	Sobrecarga (kN/m <sup>2</sup> )
Atividades residenciais – quartos de hotéis	A	2,00
Locais de reunião – acessos a hotéis	C3	5,00
Coberturas não acessíveis – planas e ordinárias	H	0,40
Coberturas acessíveis – terraços	I	2,00

De acordo com os valores apresentados na Tabela 24, consideram-se as seguintes sobrecargas a aplicar aos pavimentos, varandas e escadas:

- Sobrecarga em pavimentos interiores (acessos e espaços comuns)..... 5,00 kN/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga em pavimentos interiores (quartos)..... 2,00 kN/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga em coberturas acessíveis (terraços)..... 2,00 kN/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga em coberturas não acessíveis (planas e ordinárias) ..... 0,40 kN/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga em varandas (faixa de 1 m de largura adjacente ao parapeito) 5,00 kN/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga em escadas (acesso ao público) ..... 5,00 kN/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga na laje de cobertura das caixas dos elevadores ..... 10,00 kN/m<sup>2</sup>

### 8.3.3.2. Ação da neve

Atendendo à localização do Hotel, não foi necessário considerar a ação da neve.

### 8.3.3.3. Ação do vento

A análise da ação do vento teve em consideração os pressupostos e o disposto no EC1-1-4, no entanto, para a determinação dos coeficientes de forma ( $\delta_p$ ), o referido *software* de cálculo remete para o Quadro I-I do Anexo I do RSA.

Para efeitos da quantificação do valor básico da velocidade de referência do vento, o Hotel insere-se na zona A correspondente a um valor de 27 m/s. Quanto à rugosidade do terreno,



este, classifica-se como sendo de categoria II, por ser a categoria que mais se assemelha à natureza do terreno existente na zona do local de implantação do Hotel (zona de vegetação rasteira, tal como erva e obstáculos isolados, tal como árvores).

Dado que os dois corpos (E e F), presentes neste trabalho, apresentam diferentes dimensões em planta e em altura, foi necessário considerar a determinação dos coeficientes de forma e os efeitos da orografia em separado.

### **Corpo E**

Como já referido anteriormente, a determinação dos coeficientes de forma ( $\delta_p$ ) dependem da configuração geométrica em planta (Figura 25) e alçado, obtidos de acordo com o Quadro I-I do Anexo I do RSA. Assim sendo e para o corpo E, apresentam-se, de seguida, os passos necessários à determinação destes coeficientes.

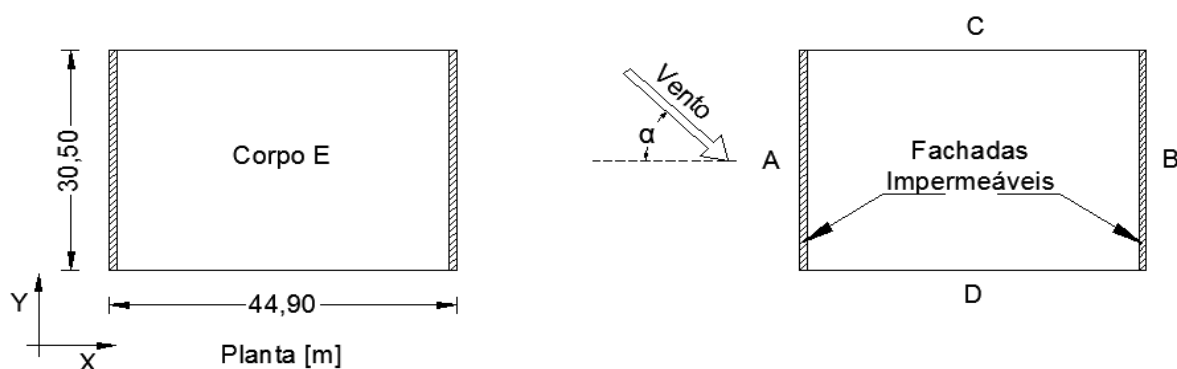


Figura 25 – Esquema da configuração geométrica em planta do corpo E.

Os coeficientes de pressão exterior ( $\delta_{pe}$ ) nas fachadas determinam-se de acordo com as seguintes relações geométricas:

$$\frac{h}{b} = \frac{11,55}{30,50} = 0,38 \rightarrow \frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{44,90}{30,50} = 1,47 \rightarrow 1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$$

→

$\alpha$	A	B	C	D
0°	+0,7	-0,2	-0,5	-0,5
90°	-0,5	-0,5	+0,7	-0,2

Onde  $a$  e  $b$  representam, respetivamente, a maior e menor dimensão em planta, e  $h$  a altura do edifício medida acima do solo.

Dada a existência de juntas de dilatação entre os corpos adjacentes às fachadas A e B, estas foram classificadas como impermeáveis, considerando-se que os respectivos coeficientes de pressão exterior ( $\delta_{pe}$ ) tomam um valor nulo.

Na determinação dos coeficientes de pressão interior ( $\delta_{pi}$ ), considerou-se que seja pouco provável a existência de aberturas nas fachadas durante a ocorrência de vento intenso, de acordo com as seguintes situações:

- Vento normal às fachadas permeáveis.....  $\delta_{pi} = +0,2$
- Vento normal às fachadas impermeáveis.....  $\delta_{pi} = -0,3$

Os sinais positivos e negativos que afetam os coeficientes  $\delta_{pe}$  e  $\delta_{pi}$  correspondem, respetivamente, a pressões e sucções exercidas nas faces do elemento a que se referem. O coeficiente de forma ( $\delta_p$ ) é obtido pela soma vetorial dos coeficientes  $\delta_{pe}$  e  $\delta_{pi}$ , considerando as respetivas direções do vento ( $0^\circ$  e  $90^\circ$ ) conforme se apresenta no esquema da Figura 26.

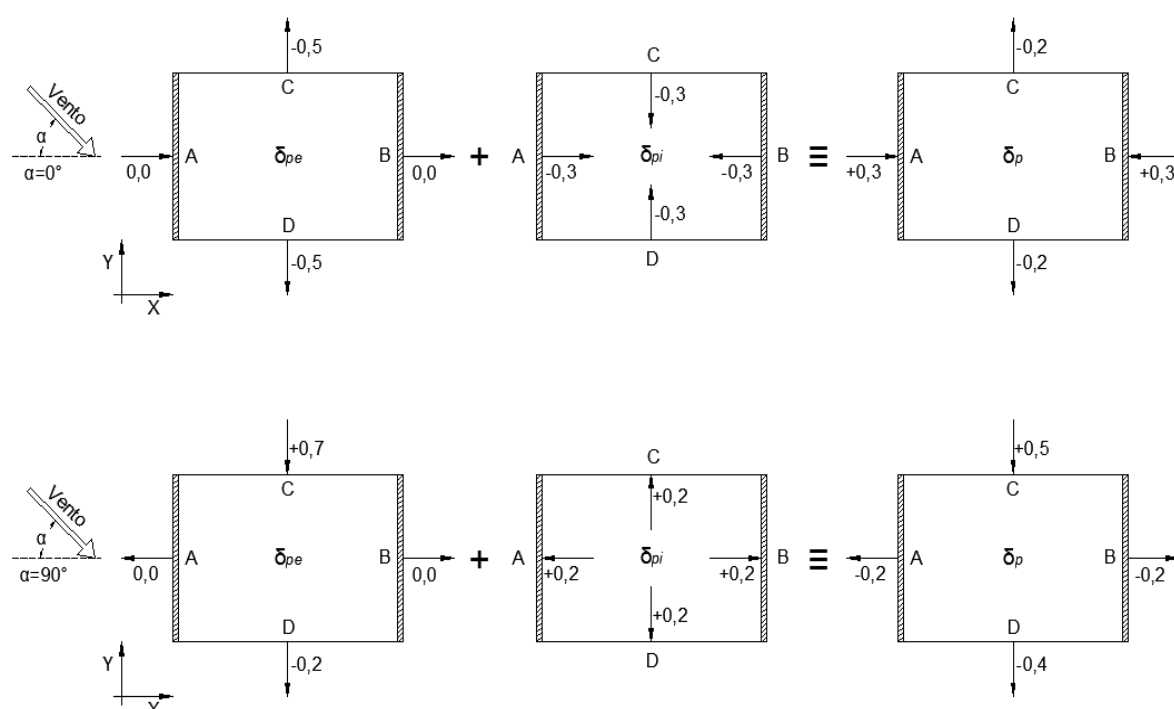


Figura 26 – Esquema das situações de pressão em função da direção e sentido do vento (corpo E).

Os coeficientes de forma ( $\delta_p$ ) a introduzir no *software* de cálculo, atuam em duas direções (X e Y, respetivamente,  $0^\circ$  e  $90^\circ$ ) e em ambos os sentidos (+X, -X, +Y, -Y), obtidos pelo valor máximo (em ambas as direções) da soma vetorial dos referidos sentidos. Importa

referir que, apesar da soma vetorial dos sentidos da direção X ser nula, optou-se por se considerar, pelo lado da segurança, um valor para o  $\delta_p$  de 0,3, correspondente ao coeficiente de pressão interior. Posto isto, e de acordo com a Figura 26, os valores considerados para os coeficientes de forma a introduzir no *software* são:

$$+X: 0,30 \quad -X: 0,30$$

$$+Y: 0,90 \quad -Y: 0,90$$

Quanto às dimensões em planta, o *software* considera o comprimento de fachada perpendicular à direção do vento, ou seja, quando o vento atua na direção X, o comprimento da fachada corresponde à dimensão  $y'$  e quando atua na direção Y, corresponde à dimensão  $x'$ , de acordo com o esquema apresentado na Figura 27.

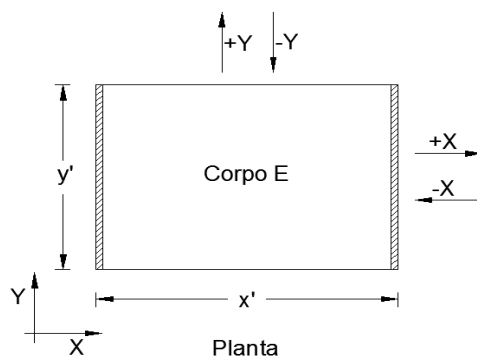


Figura 27 – Esquema para determinação dos comprimentos de fachada.

Relativamente à orografia do terreno, o *software* permite definir, para ambas as direções (X e Y), o tipo de orografia existente no local da estrutura a construir. Atendendo à natureza do local para implantar o corpo E do Hotel, classificou-se para a direção X uma orografia do terreno plana, enquanto para a direção Y, foi considerada ascendente conforme de ilustra na Figura 28.

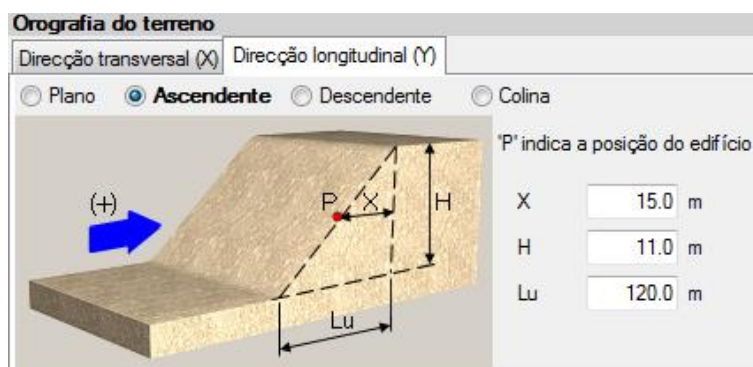


Figura 28 – Orografia do terreno segundo a direção Y (corpo E).

Na Figura 28 os valores de X, H e Lu, correspondem, respetivamente, à distância horizontal entre o local de construção e o topo da vertente, à altura efetiva do acidente orográfico e ao comprimento real da vertente virada a barlavento.

### **Corpo F:**

Atendendo à geometria real em planta deste corpo (F), e para efeitos da contabilização da ação do vento sobre este, considerou-se, por aproximação, as seguintes dimensões em planta conforme se apresenta no esquema da Figura 29.

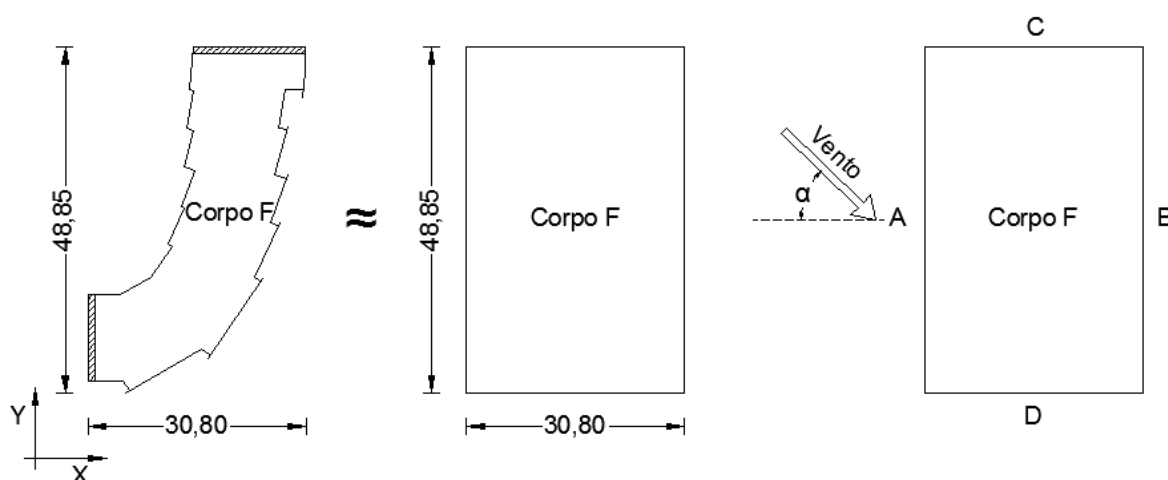


Figura 29 – Esquema da geometria em planta do corpo F.

Apesar de existirem pequenas partes de fachadas impermeáveis ao vento, devido às juntas de dilatação adjacentes aos corpos do Hotel, optou-se por desprezar a impermeabilidade destas, pelo facto do *software* não permitir a sua divisão em partes, considerando-se todas as fachadas sob a ação do vento. No entanto, esta opção foi tomada do lado da segurança.

Tal como para o corpo E, os coeficientes de pressão exterior ( $\delta_{pe}$ ) nas fachadas determinaram-se de acordo com as relações geométricas do respetivo corpo em análise, de acordo com o seguinte:

$$\frac{h}{b} = \frac{10,15}{30,80} = 0,33 \rightarrow \frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{48,85}{30,80} = 1,59 \rightarrow \frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$$

→

$\alpha$	A	B	C	D
0°	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6
90°	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1

Dado que se considerou o corpo F com permeabilidade semelhante nas quatro fachadas, o coeficiente de pressão interior ( $\delta_{pi}$ ) toma o valor de -0,3.

Para o presente corpo, o coeficiente de forma ( $\delta_p$ ), foi obtido, com o mesmo procedimento realizado para o corpo E, conforme se apresenta no esquema da Figura 30.

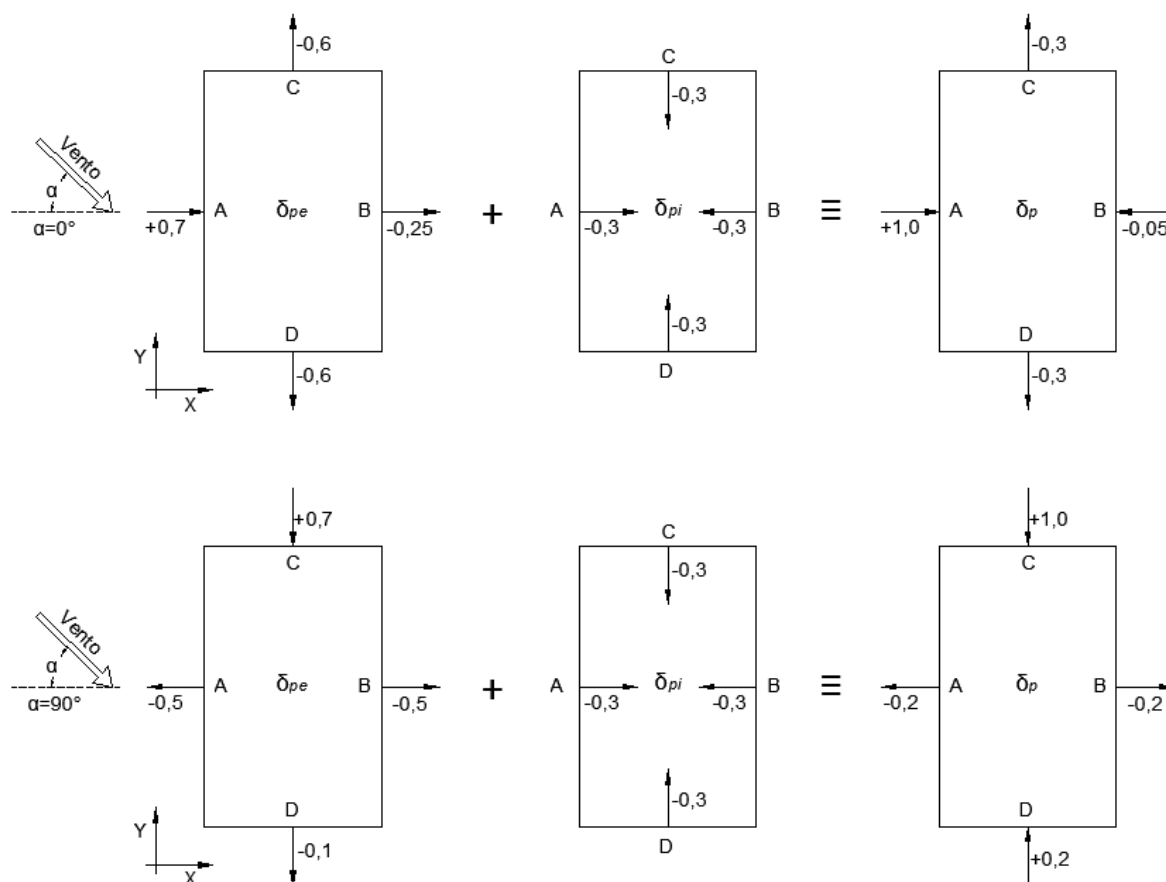


Figura 30 – Esquema das situações de pressão em função da direção e sentido do vento (corpo F).

Pela análise da Figura 30, os valores considerados para os coeficientes de forma a introduzir no *software* para o respectivo corpo são:

$$+X: 0,95 \quad -X: 0,95$$

$$+Y: 0,80 \quad -Y: 0,80$$

Relativamente às dimensões em planta, considera-se o comprimento de fachada perpendicular à direção do vento, de acordo com o esquema apresentado na Figura 27.

Quanto à orografia do terreno, e atendendo à natureza do local para implantar o corpo F do Hotel, classificou-se para a direção X uma orografia do terreno ascendente, conforme se ilustra na Figura 31, enquanto que para a direção Y, foi considerada plana.

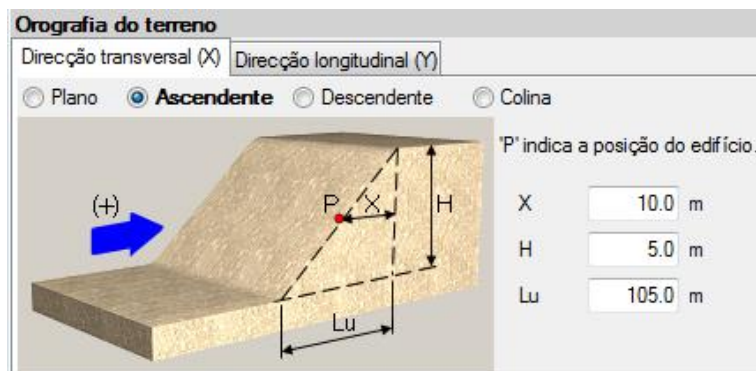


Figura 31 – Orografia do terreno segundo a direção X (corpo F).

#### 8.3.3.4. Ação da temperatura

Atendendo à existência de juntas de dilatação no Hotel, e de acordo com o EC2-1-1, os efeitos das variações de temperatura podem ser omitidas desde que sejam dispostas juntas afastadas de 30 m para acomodar as deformações resultantes. Apesar de as dimensões em planta dos vários corpos constituintes do Hotel ultrapassarem, em pouco, os referidos 30 m, considerou-se desnecessária a consideração da ação da temperatura pelo facto de existirem bastantes descontinuidades nos elementos verticais da estrutura e de se tratar de um Hotel em que o seu ambiente interior estará climatizado, protegendo deste modo as lajes da ação da temperatura.

#### 8.3.3.5. Ação sísmica

A análise da ação sísmica foi determinada de acordo com os pressupostos do EC8-1. Segundo esta norma as estruturas devem ser projetadas por forma a garantirem os requisitos fundamentais em caso de ocorrência de sismos, nomeadamente:

- proteção de vidas humanas;
- limitação de danos;
- estruturas importantes para a proteção civil devem permanecer operacionais.

No dimensionamento das estruturas em Portugal devem ser considerados dois tipos de sismo:

- sismo tipo 1;
- sismo tipo 2.

Segundo o Anexo Nacional do EC8-1, a necessidade de se considerar dois tipos de ação sísmica decorre do facto de haver dois cenários de geração dos sismos que podem afetar Portugal:

- um cenário designado de “afastado” referente, em geral, aos sismos com epicentro na região Atlântica e que corresponde à Ação sísmica Tipo 1;
- um cenário designado de “próximo” referente, em geral, aos sismos com epicentro no território Continental, ou no Arquipélago dos Açores, e que corresponde à Ação sísmica Tipo 2.

O sismo Tipo 1 (mais distante) é rico em baixas frequências, enquanto o sismo Tipo 2 (mais próximo) é rico em altas frequências. Daí que, para uma estrutura particular não se sabe à partida qual o Tipo de sismo condicionante. Estruturas mais rígidas (frequências mais altas) tendem a ser mais penalizadas pelo sismo Tipo 2 e estruturas mais flexíveis pelo sismo Tipo 1 (Jacinto, 2014).

De modo a avaliar os efeitos sísmicos sobre as estruturas, o EC8-1 permite algumas metodologias de análise sendo a mais utilizada a análise espectral, que pressupõe uma análise modal por espectros de resposta elástica,  $S_e(T)$ , e de cálculo,  $S_d(T)$ . Entre estes dois espectros os mais utilizados são os de cálculo (para análise elástica), sendo estes os adotados neste trabalho. Estes espectros dependem da zona territorial em que o edifício está implementado (denominadas de zonas sísmicas), do tipo de terreno, da classe de importância e de um coeficiente de comportamento ( $q$ ).

O Anexo Nacional do EC8-1, apresenta o zonamento sísmico de Portugal, e divide o território nacional em 6 zonas para a Ação sísmica Tipo 1 e em 5 zonas para a Ação sísmica Tipo 2. A cada zona sísmica corresponde um valor de aceleração de referência ( $a_{gR}$ ). Como já foi referido anteriormente, o Hotel a construir localiza-se no distrito de Beja, concelho de Mértola e quanto à zona sísmica classifica-se como:

- ação sísmica Tipo 1 (sismo afastado): zona 1.3 ( $a_{gR}=1,5 \text{ m/s}^2$ );
- ação sísmica Tipo 2 (sismo próximo): zona 2.4 ( $a_{gR}=1,1 \text{ m/s}^2$ ).

Dada a natureza do solo existente no local de implantação do Hotel (rochoso), o terreno é classificado como pertencente ao tipo A (Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua no máximo 5 m de material mais fraco à superfície).

O Hotel classificou-se como sendo um edifício corrente, o que indica pertencer a uma classe de importância II. A esta classe é atribuído um coeficiente de importância, ( $\gamma_I$ ), que permite obter a aceleração ( $a_g$ ) á superfície de um terreno do tipo A, dada pela expressão (22).

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR} \quad (22)$$

Dado que neste caso, o edifício pertencente a uma classe de importância II, o coeficiente de importância ( $\gamma_I$ ) toma o valor de 1,00 para ambas ações sísmicas (Tipo 1 e Tipo 2).

Segundo o EC8-1, o coeficiente de comportamento ( $q$ ) é uma aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica, com 5 % de amortecimento viscoso, e as forças sísmicas que poderão ser adotadas no projeto, com um modelo de análise elástica convencional, que continuem a assegurar uma resposta satisfatória da estrutura. Este coeficiente (que é função da ductilidade, e portanto da capacidade de dissipação de energia) depende da regularidade da estrutura em planta e altura, da classe de ductilidade e do sistema estrutural adotado.

Dada a geometria, apresentada, dos corpos constituintes do Hotel, considerou-se a sua estrutura regular tanto em planta como em altura. Atendendo ao sistema estrutural adotado, este considera-se porticado, considerando-se uma classe de ductilidade média (DCM).

O valor do coeficiente de comportamento ( $q$ ) é determinado de acordo com a expressão (23), e pode ser diferente em diferentes direções horizontais da estrutura, no entanto a classe de ductilidade deve ser a mesma em todas as direções.

$$q = \max(q_0 \times k_w; 1,5) \quad (23)$$

Em que:

$q_0$  – valor básico do coeficiente de comportamento;

$k_w$  – coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

No presente caso, o valor básico do coeficiente de comportamento ( $q_0$ ) obtém-se por  $3,0 \times \alpha_u/\alpha_1$ , em que  $\alpha_u/\alpha_1$  corresponde ao fator de majoração que quando não é avaliado através de um cálculo explícito, pode tomar um valor aproximado, de acordo com o



sistema estrutural, de 1,3 (edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos). O coeficiente  $k_w$ , no presente caso, toma o valor de 1,0 (sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos)

Em resumo, apresenta-se na Tabela 25 os valores dos parâmetros necessários para obter o espectro de resposta de cálculo  $S_d(T)$ , dos corpos constituintes do referido Hotel, de acordo com o que foi anteriormente descrito.

Tabela 25 – Parâmetros para obtenção do espectro de resposta de cálculo.

<b>Ação sísmica Tipo 1</b>	Zona sísmica	1.3
	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	1,5
<b>Ação sísmica Tipo 2</b>	Zona sísmica	2.4
	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	1,1
<b>Tipo de terreno</b>		A
<b>Classe de Importância</b>		II
<b>Coeficiente de importância (<math>\gamma_I</math>)</b>	Ação sísmica Tipo 1	1,00
	Ação sísmica Tipo 2	1,00
<b>Coeficiente de comportamento (<math>q</math>)</b>	Segundo X	3,90
	Segundo Y	3,90

Os valores apresentados na Tabela 25, foram inseridos no referido *software*, tendo este gerado os respetivos espectros de resposta (um para cada tipo de sismo) conforme se apresenta na Figura 32.

De acordo com os parâmetros que o *software* requer para contabilizar a ação do sismo, foi ainda necessário definir os coeficientes da fração da sobrecarga e da neve, bem como um fator multiplicativo para ter em conta os efeitos de segunda ordem.

Para os coeficientes da fração de sobrecarga e da neve consideraram-se, respetivamente, 0,30 e 0,00. A fração da neve considerou-se 0,00 por se tratar de uma zona onde não se tem em consideração os efeitos da ação da neve.

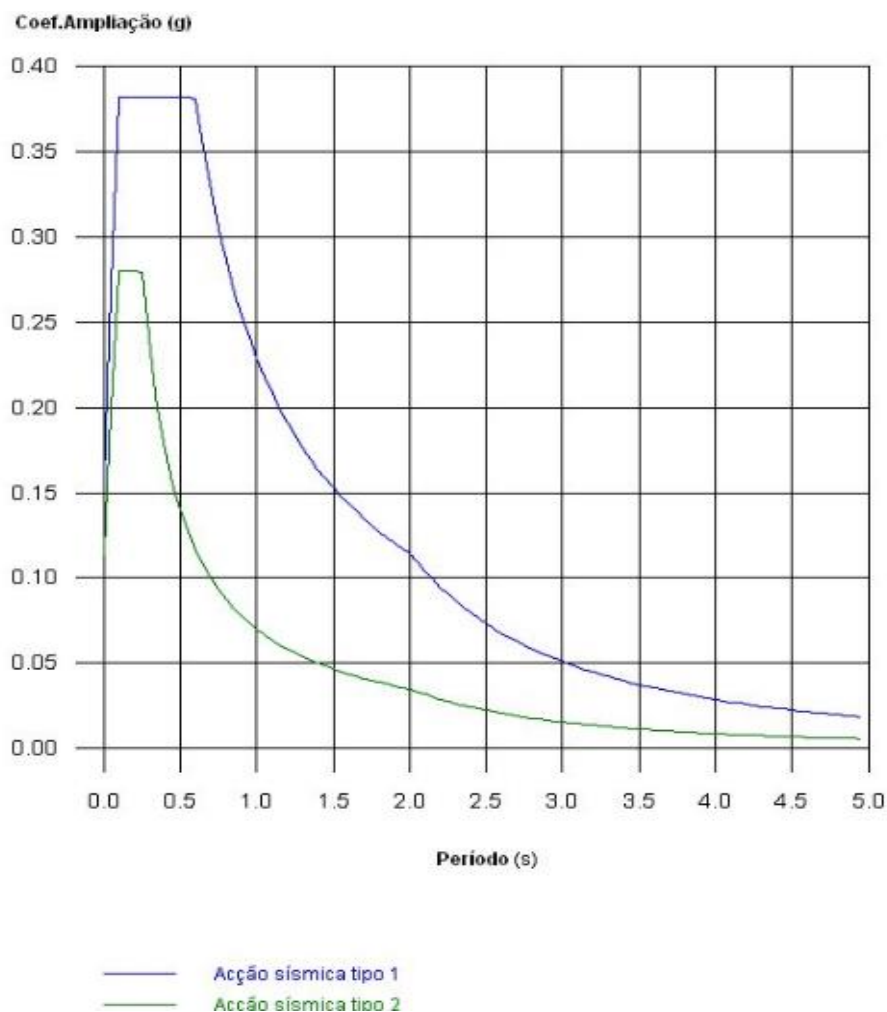


Figura 32 – Espectros de resposta.

Para contabilizar os efeitos de segunda ordem é necessário determinar um coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos ( $\theta$ ). Segundo Jacinto (2014), um bom critério de projeto é conceber uma estrutura de modo a que  $\theta \leq 0,20$ , por forma a evitar esforços de segunda ordem muito elevados. Segundo o EC8-1, se  $0,1 < \theta \leq 0,20$ , os efeitos de segunda ordem podem ser avaliados, de modo aproximado, multiplicando os esforços sísmicos por um fator igual a  $1/(1 - \theta)$ . Neste caso considerou-se  $\theta = 0,20$ , obtendo-se um fator multiplicativo de 1,25.

#### 8.4. Combinações de ações

Quando se dimensiona uma estrutura deve fazer-se uma distinção clara entre os estados limites últimos e os estados limites de utilização.

### 8.4.1. Estados limites últimos

Os estados limite últimos são situações limite que nunca deverão ocorrer. As estruturas são assim dimensionadas para que a probabilidade de ocorrência destes estados limites seja praticamente nula. Em certos casos, os estados limites que dizem a respeito à proteção do recheio das construções deverão ser classificados como estados limites últimos (Cachim & Morais, 2013).

A verificação de segurança a utilizar para os estados limites últimos de uma secção, de um elemento ou de uma ligação é conseguida pela expressão (24).

$$E_d \leq R_d \quad (24)$$

Em que:

$E_d$  – valor de cálculo do efeito das ações, tal como um esforço ou um vetor representando vários esforços;

$R_d$  – valor de cálculo da resistência correspondente.

As combinações de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais), correspondem à expressão (25).

$$E_d = \sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} \times G_{k,i} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,j} \times \psi_{0,j} \times Q_{k,j} \quad (25)$$

Em que o sinal + significa “a combinar com” e o símbolo  $\Sigma$  significa “o efeito combinado de” e com os seguintes valores para os coeficientes parciais de segurança de ações apresentados na Tabela 26.

Tabela 26 – Valores dos coeficientes parciais de segurança das ações.

$\gamma_{G,i}$	1,35 nos casos desfavoráveis
	1,00 nos casos favoráveis
$\gamma_{Q,1}$	1,50 nos casos desfavoráveis
	0,00 nos casos favoráveis
$\gamma_{Q,j}$	1,50 nos casos desfavoráveis
	0,00 nos casos favoráveis

As combinações de ações para situações de projeto de ações sísmicas correspondem à expressão (26).

$$E_{d,E} = \sum_{i \geq 1} G_{k,i} + A_{Ed} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,j} \times Q_{k,j} \quad (26)$$

Em que:

$A_{Ed}$  – valor de cálculo de uma ação sísmica.

#### 8.4.2. Estados limites de utilização

A segurança aos estados limites de utilização tem como objetivos verificar a adequação do comportamento da estrutura à sua função e à sua qualidade em condições normais de serviço, como por exemplo, garantir que o deslocamento na estrutura não ultrapasse um valor considerado admissível (Appleton, 2013).

A verificação a realizar para os estados limites de utilização, apresenta-se na expressão (27).

$$E_d \leq C_d \quad (27)$$

Em que:

$E_d$  – valor de cálculo dos efeitos das ações especificadas no critério de utilização, determinado com base na combinação em causa;

$C_d$  – valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização.

Para os estados de limites de utilização há que considerar as seguintes combinações de ações:

- a) Combinações características (ou raras) – correspondem a ações com durações que totalizam apenas poucas horas no período de vida da estrutura. Podem ser definidas a partir da expressão (28), na qual as ações permanentes e a ação variável de base entram com os seus valores característicos e as restantes ações com o seu valor de combinação.

$$E_{d,ck} = \sum_{i \geq 1} G_{k,i} + Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \psi_{0,j} \times Q_{k,j} \quad (28)$$

- b) Combinações frequentes – este nível de ações poderá atuar numa estrutura durante um reduzido período, da ordem dos 5% do seu período de vida. As ações permanentes entram com os seus valores característicos, a ação variável de base entra com o seu valor frequente e as restantes ações com o seu valor quase-permanente, conforme a expressão (29).

$$E_{d,fq} = \sum_{i \geq 1} G_{k,i} + \psi_{1,1} \times Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,j} \times Q_{k,j} \quad (29)$$

- c) Combinações quase-permanentes – correspondem a ações com durações da ordem de metade do período de vida da estrutura. Podem ser definidas de acordo com a expressão (30), na qual as ações permanentes entram com o seu valor característico e as restantes ações com o seu valor quase-permanente.

$$E_{d,qp} = \sum_{i \geq 1} G_{k,i} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,j} \times Q_{k,j} \quad (30)$$

Os valores recomendados para os coeficientes  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$  para as diferentes ações correntes em edifícios, apresentam-se na Tabela 27.

Tabela 27 – Valores recomendados para os coeficientes  $\psi$  para edifícios.

Ação		Coeficiente reduzido		
		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Sobrecargas em edifícios (EC1-1-1)</b>	<b>Q</b>			
Categoria A: zonas de habitação		0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios		0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas		0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais		0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento		1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego (veículos $\leq 30$ kN)		0,7	0,7	0,6
Categoria F: zonas de tráfego ( $30\text{kN} < \text{veículos} \leq 160$ kN)		0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas		0,0	0,0	0,0
<b>Ação da neve em edifícios (EC1-1-3)</b>	<b>S</b>			
Altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar		0,7	0,5	0,2
Altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar		0,5	0,2	0,0
<b>Ação do vento em edifícios (EC1-1-4)</b>	<b>W</b>	0,6	0,2	0,0
<b>Temperatura (exceto incêndio) em edifícios (EC1-1-5)</b>	<b>T</b>	0,6	0,5	0,0

## 8.5. Pré-dimensionamento

Definida a solução estrutural da superestrutura (secção 7.2.2.), o passo seguinte consistiu no pré-dimensionamento dos elementos estruturais com o objetivo de determinar as dimensões que em princípio, satisfazem as condições exigidas para a verificação aos estados limites último e de utilização.

As hipóteses de pré-dimensionamento encontradas procuraram, sempre que possível, respeitar a arquitetura original do Hotel, assim como obter uma boa relação de economia/exequibilidade.

Nesta fase de pré-dimensionamento seguiu-se a ordem do “caminho de cargas”, nomeadamente, lajes, vigas e pilares.

### 8.5.1. Lajes

Como já referido anteriormente, as lajes foram consideradas maciças, armadas nas duas direções, suportadas por vigas, e fungiformes maciças apoiadas sobre pilares. Estas foram pré-dimensionadas pela deformação (relação vão/altura útil), de acordo com a secção 7.4.2 do EC2-1 com o apoio do Quadro 7.4N, considerando-se lajes apoiadas em vigas armadas numa ou em duas direções, de acordo com a expressão (31).

$$\frac{L}{d} \leq 30 \quad (31)$$

Em que:

$L$  – comprimento do menor vão da laje maciça armada nas duas direções, apoiada sobre vigas ou o maior vão no caso das lajes fungiformes (m);

$d$  – altura útil da laje (m).

Atendendo a que o vão mais desfavorável ocorre para as lajes maciças, correspondendo a 8,00 m, obteve-se por aplicação da expressão (31) uma altura útil da laje de 0,27 m. Considerando um recobrimento mecânico de 0,03 m, obteve-se uma altura total para esta laje de 0,30 m. Apesar das outras lajes não apresentarem vãos tão consideráveis, optou-se, por razões de uniformização e de fácil execução em obra, que as lajes teriam todas a mesma espessura (0,30 m).

### 8.5.2. Vigas

No que diz respeito ao pré-dimensionamento das vigas, para determinar a altura das mesmas, considerou-se o uso da regra empírica dada pela expressão (32), sendo que a largura das mesmas, fica condicionada pela espessura das paredes de arquitetura mas nunca inferior a 0,20 m.

$$\frac{L}{h} \leq 10 \quad (32)$$

Em que:

$L$  – comprimento da viga (m);

$h$  – altura da viga (m).

Dado o pé-direito entre pisos ser consideravelmente grande e dada a existência de tetos falsos em todos os pisos, as alturas e larguras das vigas poderão ser diferentes, pelo que estas poderão ficar escondidas pelo teto falso. No entanto a altura e largura mínimas das vigas (altas) nunca foram consideradas inferiores, respetivamente, a 0,50 e 0,20 m.

### 8.5.3. Pilares

Em termos de secção transversal foram considerados pilares quadrados, retangulares e circulares, mantendo-se, sempre que possível, as sugestões do projeto de arquitetura. Como tal, o pré-dimensionamento dos pilares foi realizado de forma expedita, tentando, sempre que possível, embutir os pilares dentro das paredes da arquitetura e em pontos estratégicos de forma a obter uma malha de pilares alinhados, em planta, nas duas direções.

As dimensões mínimas das secções dos pilares, inicialmente impostas em zonas mais restritas e condicionantes pela arquitetura, nunca foram inferiores a 0,30X0,30 m<sup>2</sup>, 0,20X0,30 m<sup>2</sup> e  $\phi$  0,30 m, respetivamente para pilares quadrados, retangulares e circulares.





## 9. MODELAÇÃO DA SUPERESTRUTURA

A modelação da superestrutura, de ambos os corpos (E e F) do Hotel, foi realizada com recurso ao referido *software* de cálculo automático, CypeCad (versão 2016.i), que permitiu simular a superestrutura face às ações a que esta se encontra sujeita. Dada a grande dimensão dos referidos corpos, a sua modelação, foi realizada em ficheiros (CypeCad) independentes. Atendendo a este facto, será inicialmente apresentada a modelação da superestrutura do corpo E, seguida do corpo F.

Antes de se iniciar a modelação da superestrutura no *software*, foi necessário realizar um tratamento das plantas de arquitetura, com o auxílio do *software* de desenho vetorial (AutoCad), por forma a definir os elementos estruturais, criando-se assim plantas que servirão de base à introdução dos elementos estruturais no *software* CypeCad (para todos os pisos).

Na presente seção serão apresentados os critérios e a forma como os diferentes elementos estruturais e ações foram simulados, de forma a montar o modelo 3D da superestrutura, mais próximo da realidade, para ambos os corpos.

### 9.1. Corpo E

Nas seguintes Figuras apresentam-se as vistas do modelo tridimensional da superestrutura referentes ao corpo E.

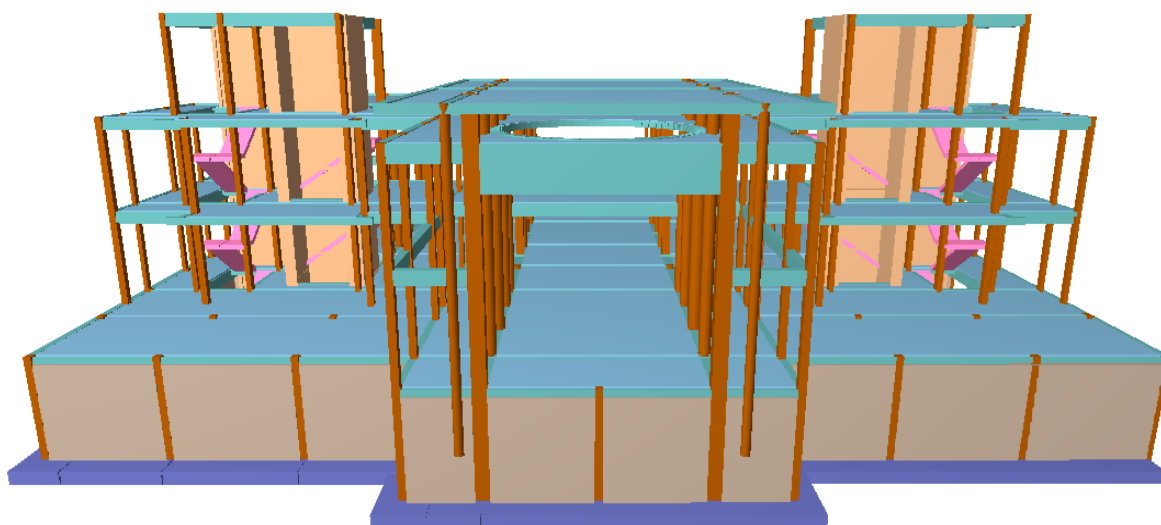


Figura 33 – Modelo 3D: Vista Oeste (alçado principal).

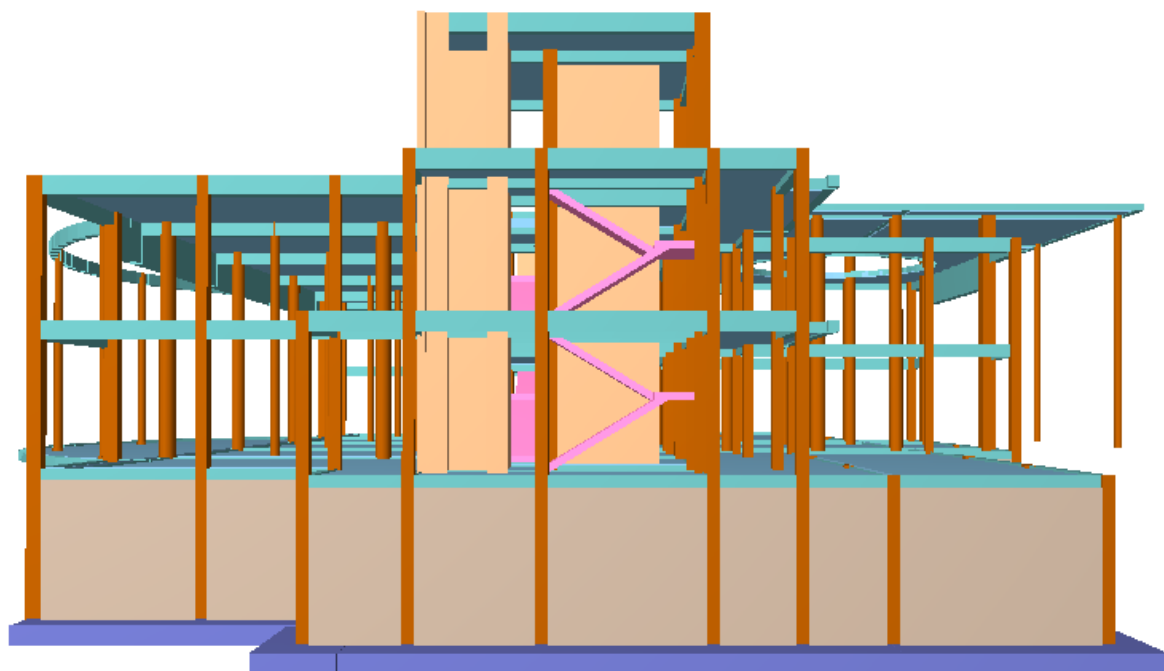


Figura 34 – Modelo 3D: vista Norte (alçado lateral esquerdo – confrontação com o corpo D).

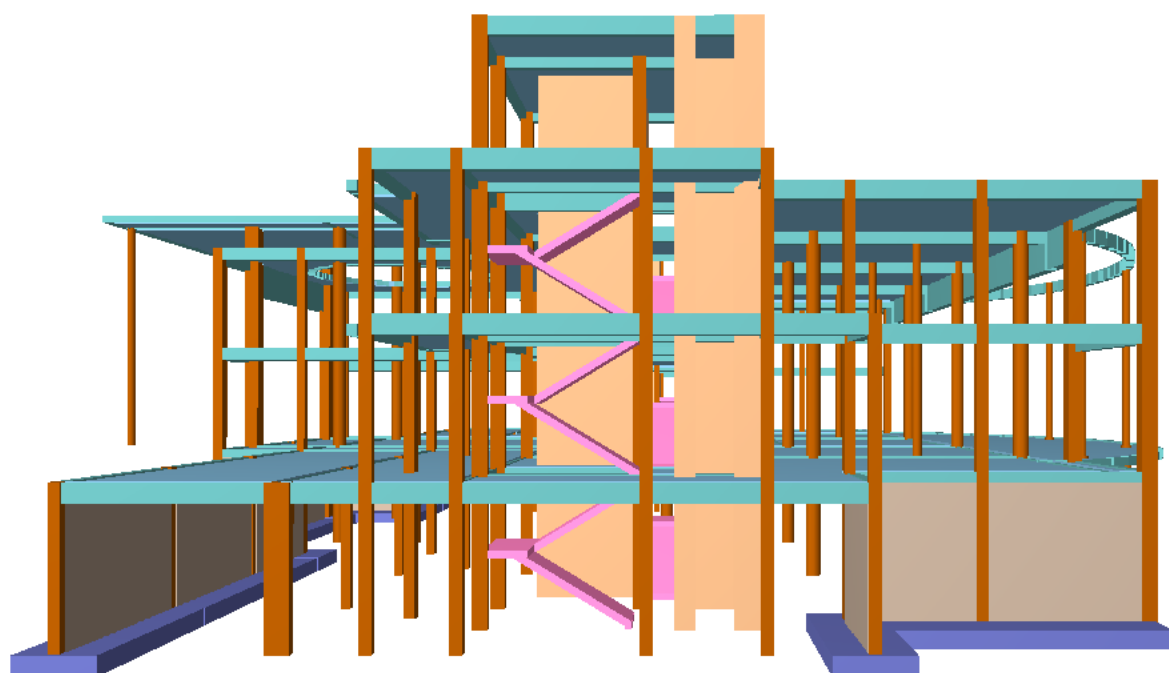


Figura 35 - Modelo 3D: vista Sul (alçado lateral direito – confrontação com o corpo F).

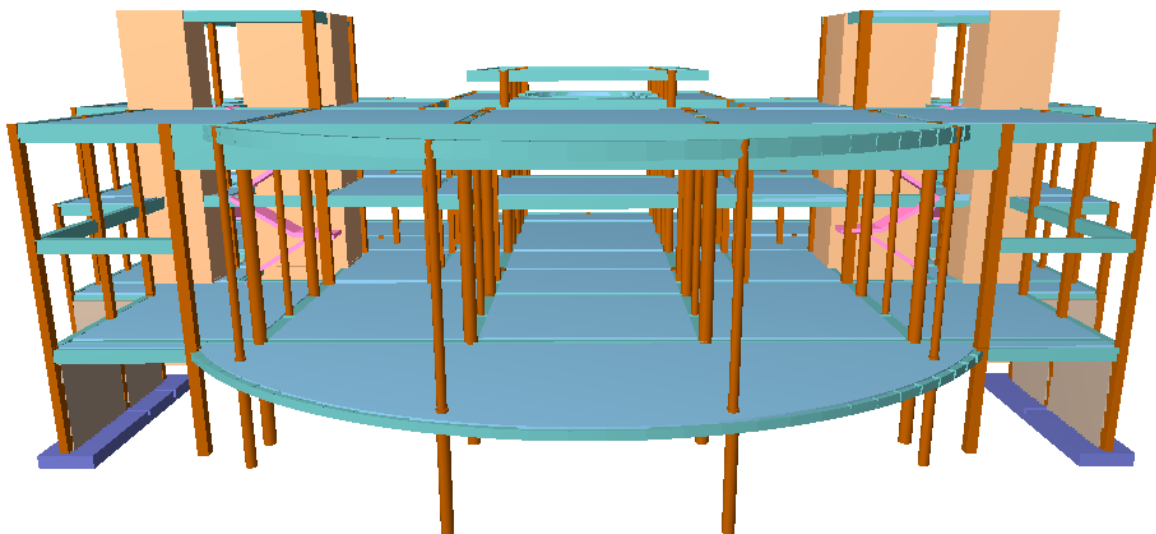


Figura 36 - Modelo 3D: vista Este (alçado tardoz).

### 9.1.1. Pilares

Os pilares foram modelados como elementos de barra simples, aos quais se atribuíram as características da secção real do pilar (dimensões e material) e com uma altura igual à distância entre pisos. A altura dos pilares pode ser visto pelo esquema gráfico da Figura 37, na qual se apresenta o menu geral de introdução dos pilares.

 The screenshot shows the 'Novo pilar' (New Column) dialog box. It has a title bar with a close button. The dialog is divided into several sections:
 

- Grupo final:** Cobertura
- Grupo inicial:** Fundação
- Referência:** P92
- Ângulo:** 0.0 graus
- Options:**
  - ☐ Sem vinculação exterior
  - ☒ Com vinculação exterior
- Desnível de apoio:** 0.00 m
- Altura de apoio:** 0.00 m
- Coeficientes de encurvadura:** (icon)
- Coeficientes de encastramento:** (icon)
- Coeficiente de rigidez axial:** (icon)
- Recobrimento:** (icon)
- Resistência do betão:** (icon)

 Below these options is a vertical diagram showing the column's position relative to different levels:
 

- Cobertura: 11.76 m
- Teto\_Piso2: 9.16 m
- Teto\_Piso1: 7.73 m
- Teto\_F/Chão: 3.90 m
- Teto\_Cave: 0.00 m
- Fundação: -4.00 m

 To the right of the diagram is a table with columns 'Largura X (cm)' and 'Largura Y (cm)'. The table has five rows:
 

	Largura X (cm)	Largura Y (cm)
Cobertura	30	30
Teto_Piso2	30	30
Teto_Piso1	30	30
Teto_F/Chão	30	30
Teto_Cave	30	30

 At the bottom of the dialog are three buttons: 'Aceitar', 'Copiar de', and 'Cancelar'.

Figura 37 – Introdução geral dos pilares.

No que diz respeito aos apoios, os pilares foram considerados encastrados na sua base (deslocamentos e rotações impedidos em todas as direções), considerados com vinculação ao exterior quando o arranque destes ocorre na fundação ou sem vinculação ao exterior quando o arranque ocorre numa viga e/ou laje de fundação. O *software* considera as excentricidades devidas à variação de dimensões em altura.

### 9.1.2. Paredes resistentes

As paredes resistentes existentes neste corpo, apenas correspondem aos núcleos dos elevadores, designadas também de caixas de elevadores. Estas paredes são elementos verticais de qualquer secção transversal, constituídas por retângulos múltiplos entre cada piso e definidas por um nível inicial e um nível final. A dimensão em planta é constante em altura, mas a espessura pode variar de piso para piso. Numa parede uma das suas dimensões em planta deve ser cinco vezes maior do que a outra dimensão, uma vez que se não se verificar esta condição a sua discretização não é adequada como elemento finito e como tal assemelha-se a um elemento linear.

A definição da sua geometria é definida em ambiente gráfico próprio (Figura 38), onde se desenha, em planta, a geometria pretendida, seleccionando-se o ponto de introdução no desenho.

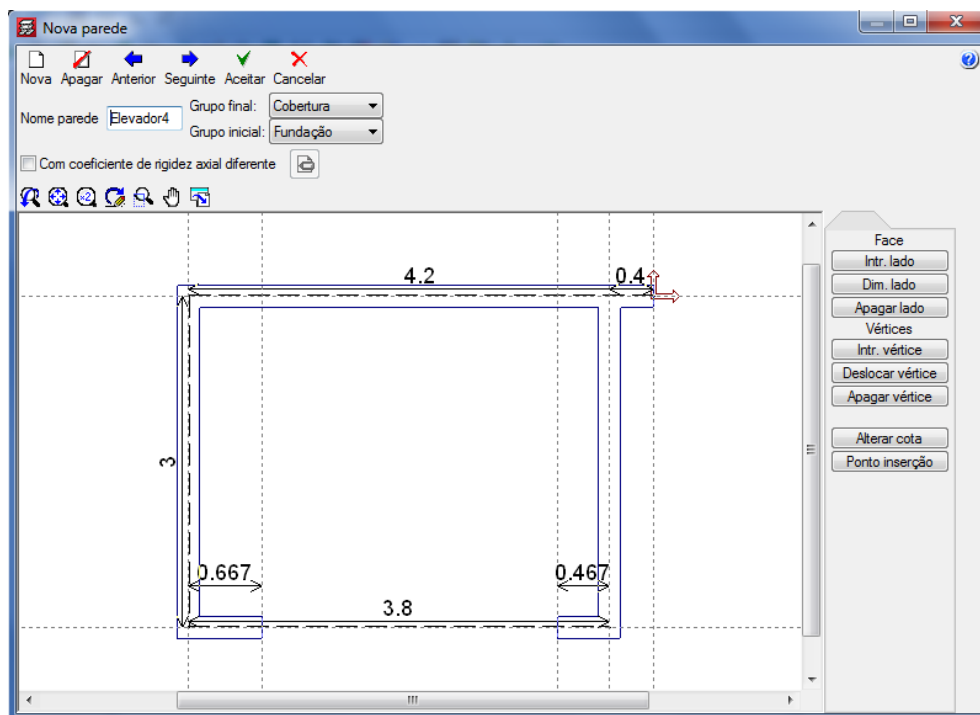


Figura 38 – Introdução geral das paredes resistentes (núcleos dos elevadores).

A definição da altura das paredes efetua-se de forma semelhante à dos pilares, ou seja, com uma altura igual à distância entre pisos. Quanto às condições de apoio, e tendo em conta o presente caso, estas são consideradas encastradas na base e com vinculação ao exterior. Tanto as vigas como as lajes unem-se às paredes ao longo das suas faces em qualquer posição e direção.

### 9.1.3. Muros de contenção em betão armado

Os de muros de contenção em betão armado permitem a aplicação de cargas provocadas por impulsos de terras, sendo estes elementos usados no contorno exterior da cave, comum aos dois corpos (E e F). A introdução dos muros é realizada em ambiente gráfico (Figura 39), onde são definidas as características geométricas destes, bem como as suas respetivas cotas de fundação e topo obtidas por um nível inicial e final, sendo ainda selecionada a orientação do impulso (à esquerda ou à direita).

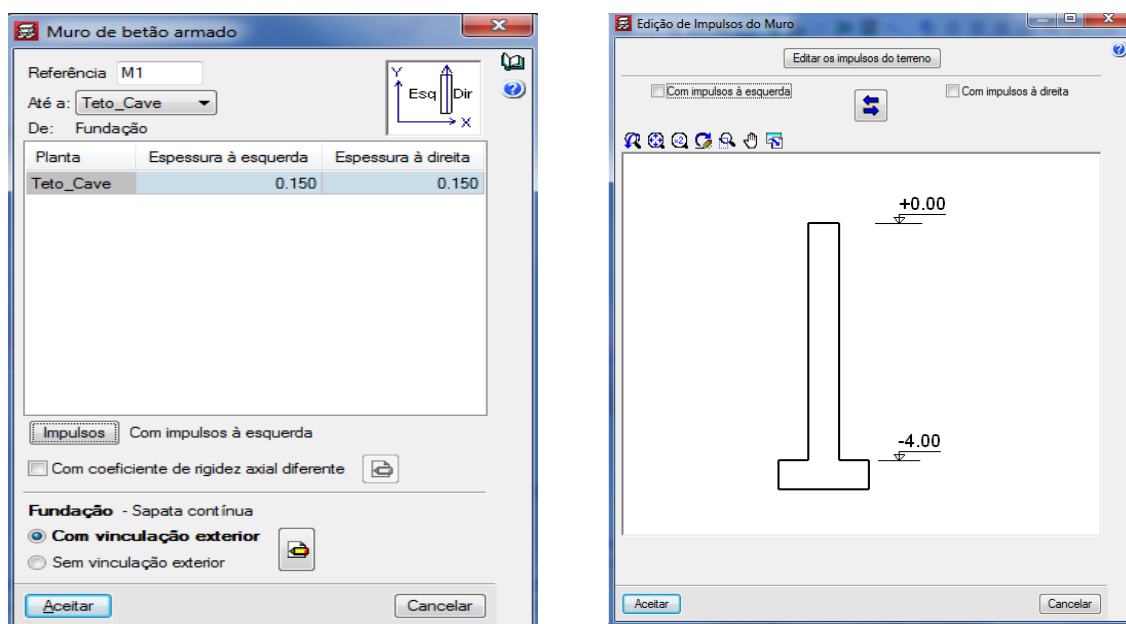


Figura 39 – Definição gráfica da geometria dos muros.

Para definição detalhada dos elementos referentes aos impulsos aplicados, nomeadamente o tipo de solo e correspondentes propriedades, altura do nível freático e possíveis cargas sobre o maciço terroso, é apresentado na Figura 40 um menu para atribuir/editar as características do solo e dos impulsos a aplicar sobre os muros. A definição destes elementos foi realizada de acordo com o preconizado na secção 8.3.2. e apresentam-se discriminados na Figura 40.

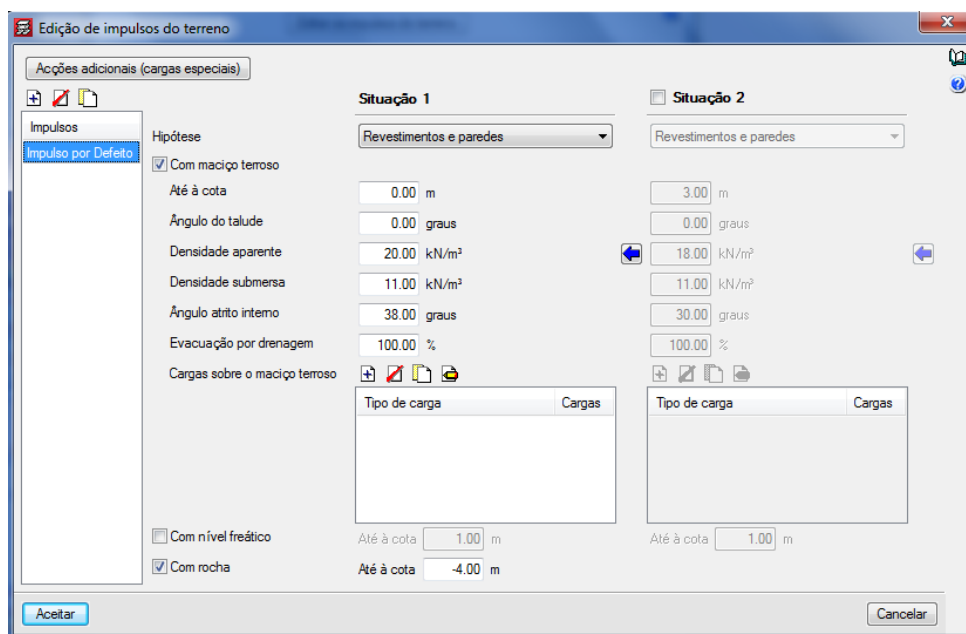


Figura 40 – Definição das características dos solos e dos impulsos a aplicar sobre os muros.

Após a introdução dos parâmetros considerados para a contabilização dos impulsos sobre os respectivos muros, o *software* gerou automaticamente uma representação gráfica do diagrama de pressões sobre o muro conforme se apresenta na Figura 41, considerando os impulsos à esquerda (Figura 1).

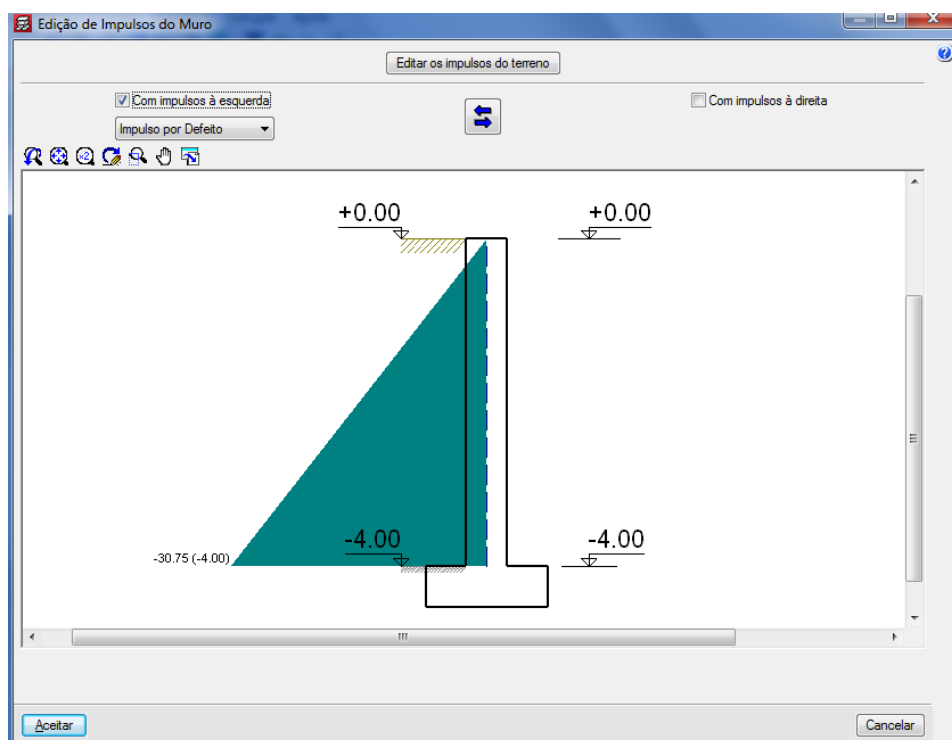


Figura 41 – Diagrama tensões sobre os muros.

O *software* considera que todos os nós gerados nos muros, correspondem a nós dos triângulos dos elementos de discretização. A discretização é efetuada por elementos finitos tipo lâmina espessa tridimensional, que considera a deformação por corte. Os elementos finitos são constituídos por seis nós, localizados nos vértices e nos pontos médios dos lados, com seis graus de liberdade cada um. A sua forma é triangular e cria-se uma malha do muro em função das suas dimensões, geometria, aberturas, com refinamento em zonas críticas, o que reduz o tamanho dos elementos nas proximidades de ângulos, bordos e singularidades (CYPE Ingenieros, 2013).

#### 9.1.4. Vigas

Após a introdução completa dos elementos de implantação, pilares paredes e muros, segue-se a introdução de vigas através da seleção do tipo de viga pretendida. A definição das vigas é um processo simplificado e ilustrado, sempre com ajudas gráficas e descritivas das opções, através do menu de definição de vigas (Figura 42).

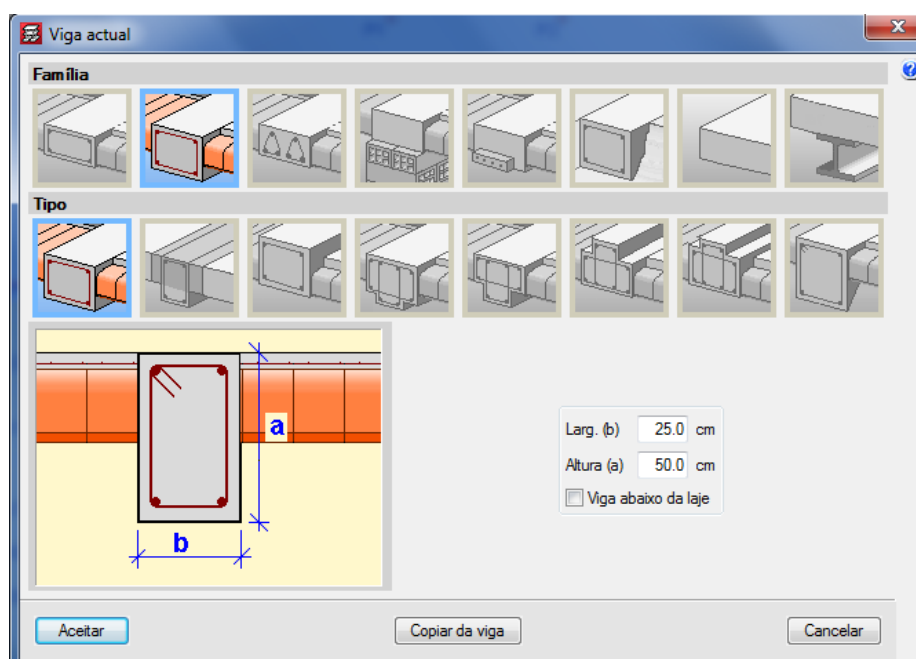


Figura 42 – Menu geral para definição de vigas.

Após a escolha do tipo de vigas pretendido, estas definem-se em planta fixando nós na intersecção com as faces de elementos de suporte (pilares, paredes ou muros), assim como nos pontos de corte com elementos de laje ou com outras vigas. Os nós criam-se no eixo e nos bordos laterais e, analogamente, nas extremidades de consolas e extremos livres ou em

contacto com outros elementos das lajes. Por isso, uma viga entre dois pilares é constituída por várias barras consecutivas, cujos nós são as intersecções com as barras de lajes. As vigas discretizam-se como barras cujo eixo é coincidente com o plano médio que passa pelo centro da alma vertical e à altura do seu centro de gravidade.

#### 9.1.5. Lajes

Finalizada a introdução das vigas, procedeu-se à definição das lajes, sendo neste caso iguais para ambos os corpos, que como já foi referido anteriormente, consideraram-se maciças. A introdução de lajes maciças no *software* foi conseguida através de um menu gráfico (Figura 43) exclusivo para lajes maciças, onde apenas foi necessário definir a sua altura (30 cm) e a direção da armadura pretendidas (paralela a uma viga).

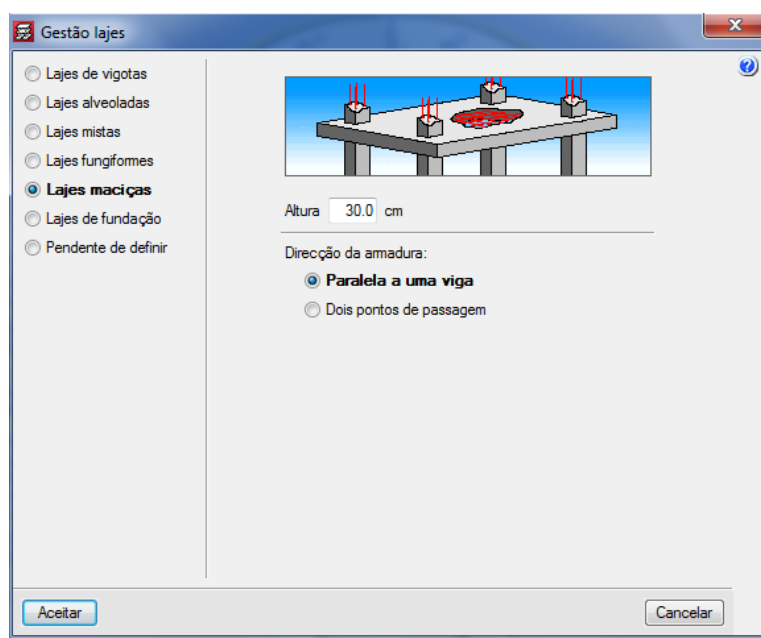


Figura 43 – Definição geral de lajes maciças.

O *software* discretiza os panos de laje maciça em malhas de elementos tipo barra de tamanho máximo de 25 cm e efetua uma condensação estática (método exato) de todos os graus de liberdade. Tem ainda em conta a deformação por corte e mantendo a hipótese de diafragma rígido, considerando a rigidez à torção dos elementos.



### 9.1.6. Escadas

As escadas foram definidas no modelo através de um menu exclusivo para o efeito (Figura 44). Neste menu é possível preencher as características gerais das escadas, como por exemplo, as dimensões dos degraus e as respetivas cargas e sobrecargas a considerar.

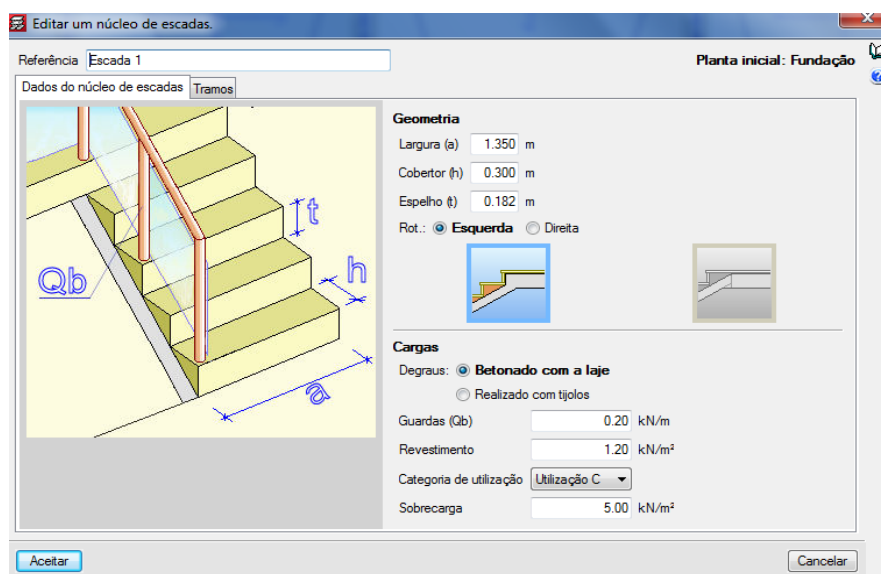


Figura 44 – Definição dos dados gerais para escadas.

Após definidas as características gerais das escadas, seguiu-se a definição da tipologia da escada pretendida (Figura 45), sendo necessário definir o número de degraus do primeiro, segundo e terceiro lanço de escadas, bem como a altura da laje (20 cm).

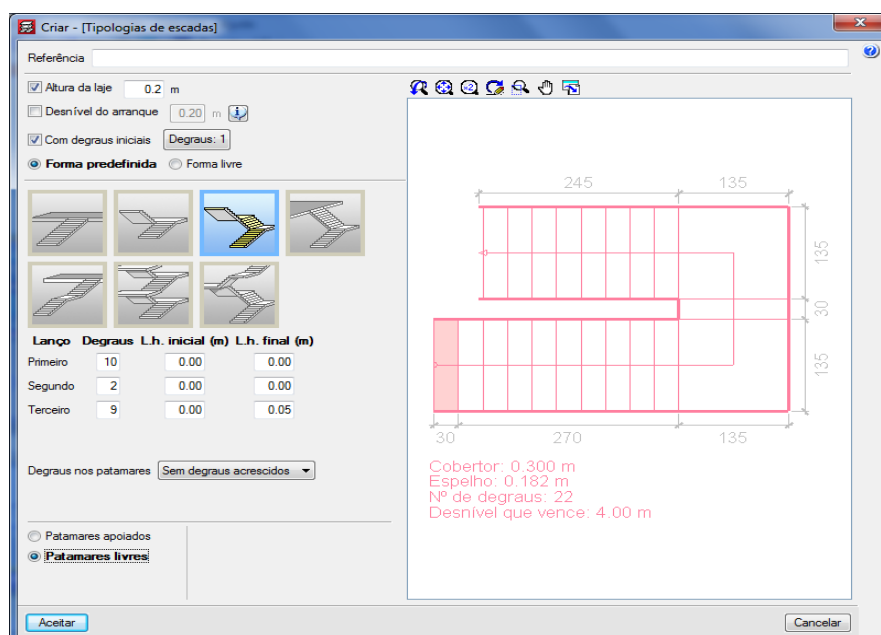


Figura 45 – Definição da tipologia da escada.

O *software* discretiza as lajes das escadas através de elementos finitos triangulares de lâmina espessa, tanto para os tramos inclinados como para os horizontais. Os apoios em arranques e entregas discretizam-se através da simulação de uma viga de rigidez elevada e os apoios intermédios através de apoios elásticos simulando as alvenarias reais ou tirantes.

### 9.1.7. Aplicação das cargas

Como já referido anteriormente, o *software* gera automaticamente as cargas resultantes da ação permanente constituída pelo peso próprio dos elementos estruturais. Quanto à aplicação das restantes cargas permanentes (nomeadamente os revestimentos) e das sobrecargas de utilização sobre os pavimentos, o *software* permite que estas sejam aplicadas por grupos, em que cada grupo corresponde a um e só um piso da superestrutura. No entanto, dada a existência de diferentes tipos de revestimentos e sobrecargas de utilização num mesmo piso, a aplicação destas foram definidas por zonas de igual valor.

Como exemplo de aplicação das referidas cargas, apresenta-se um esquema (Figura 46) com as cargas referentes aos pavimentos do piso 2 (coberturas de categoria H e I).

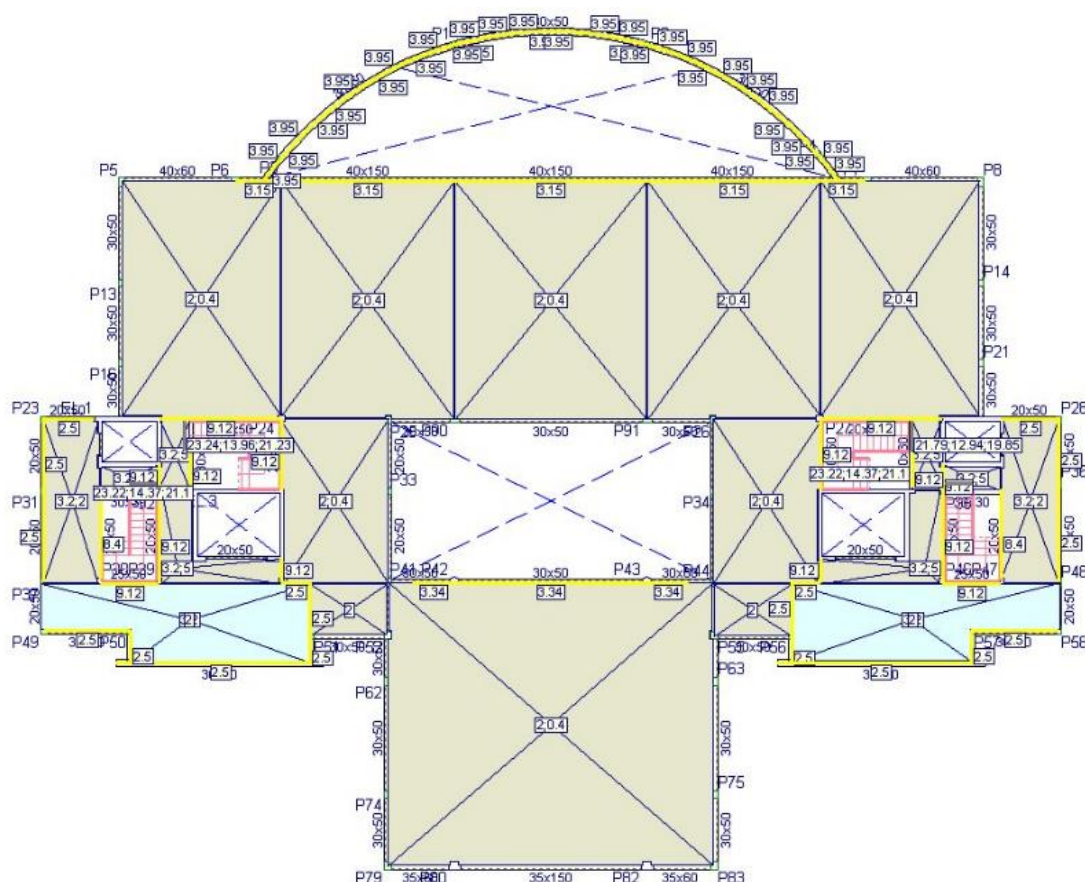


Figura 46 – Esquema de atribuição de cargas (corpo E: Piso 2).

Na Figura 46 as áreas sinalizadas com cores cinza e azul correspondem, respetivamente, a cargas aplicadas nas lajes das coberturas de categoria H (coberturas não acessíveis) e I (coberturas acessíveis), enquanto as linhas a traçado amarelo correspondem a cargas lineares aplicadas em vigas.

Nos restantes pisos e para ambos os corpos, a aplicação de cargas seguiu o mesmo procedimento enunciado anteriormente.

## 9.2. Corpo F

A modelação da superestrutura do corpo F, seguiu o mesmo procedimento apresentado para o corpo E, no entanto importa referir que neste corpo, devido à sua inexistência, não foi necessário modelar escadas e núcleos de elevadores. Dada a sua geometria em planta, houve a necessidade de inserir vários pilares com determinadas rotações respeitando, sempre que possível, as plantas de arquitetura. A cobertura deste corpo é ordinária com duas águas e modelada de acordo com a geometria apresentada na arquitetura, sendo constituída por lajes maciças (20 cm de altura) armadas nas duas direções, suportadas por vigas, que se apoiam em pilares de secção retangular.

Nas seguintes Figuras apresentam-se as vistas do modelo tridimensional da superestrutura referentes ao corpo E.

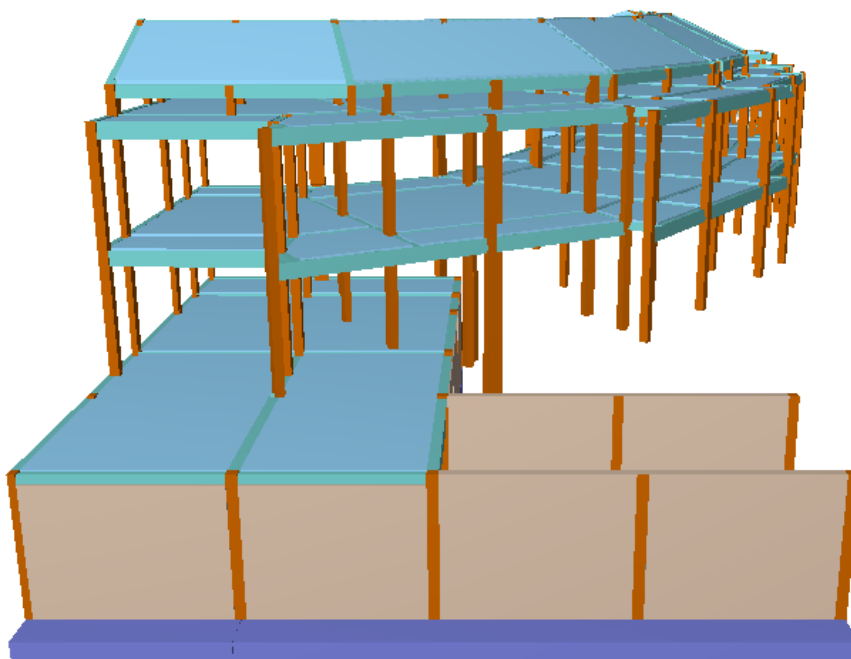


Figura 47 – Modelo 3D: vista Oeste.

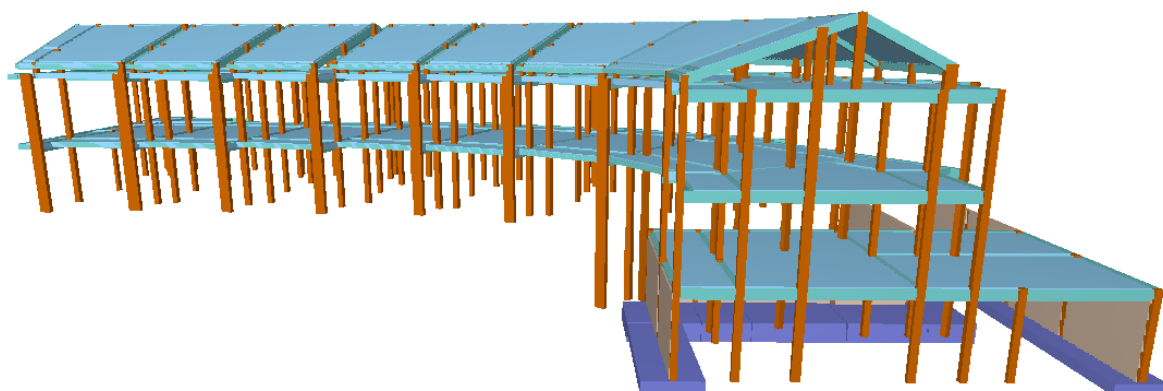


Figura 48 – Modelo 3D: vista Norte (confrontação com o corpo E).

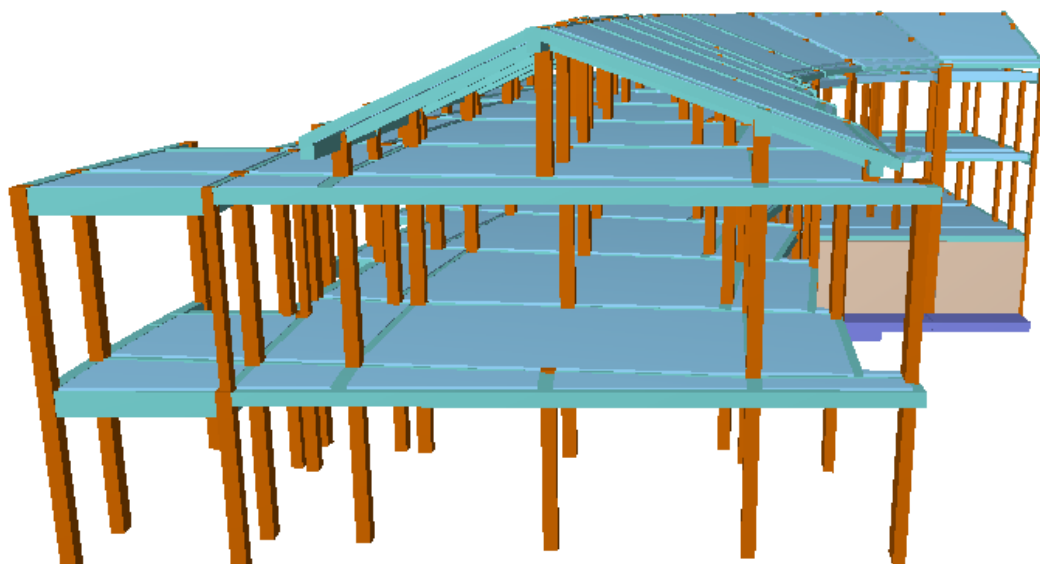


Figura 49 – Modelo 3D: vista Este (confrontação com o corpo C).

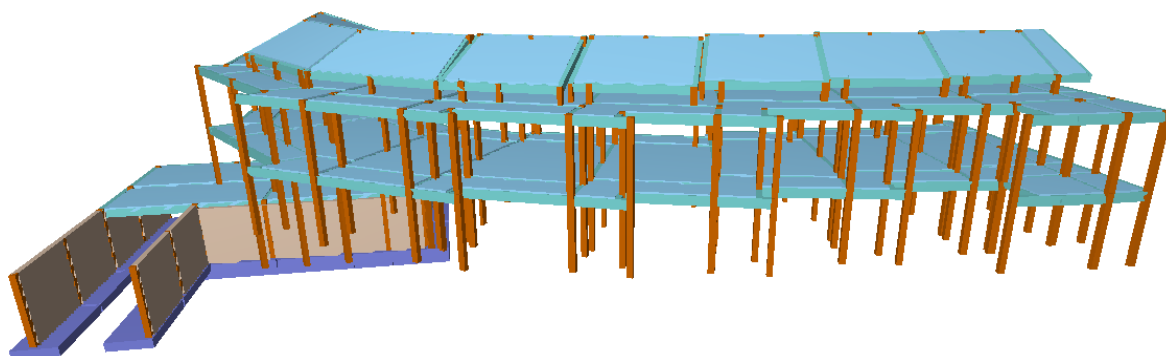


Figura 50 – Modelo 3D: vista Sul.

Ainda para este corpo (F) foi modelada outra solução, apresentando apenas diferença na cobertura, onde se considerou o uso de um sistema constituído por varas e ripas pré-fabricadas onde acima destas assentam a telha, conforme o esquema que se apresenta na Figura 51. Trata-se de uma solução mais tradicional, com facilidade e rapidez da sua execução e, talvez, viavelmente mais económica, não comprometendo, ao nível de segurança estrutural, a restante estrutura. Para este sistema da cobertura e por consulta das tabelas técnicas, obteve-se um peso específico de  $1,50 \text{ kN/m}^2$ .

Este sistema de cobertura assenta em paredes de alvenaria com 20 cm de espessura (ligadas por um lintel), que por sua vez estas transmitem linearmente a carga à laje e às vigas do piso 2 do respetivo corpo (F).

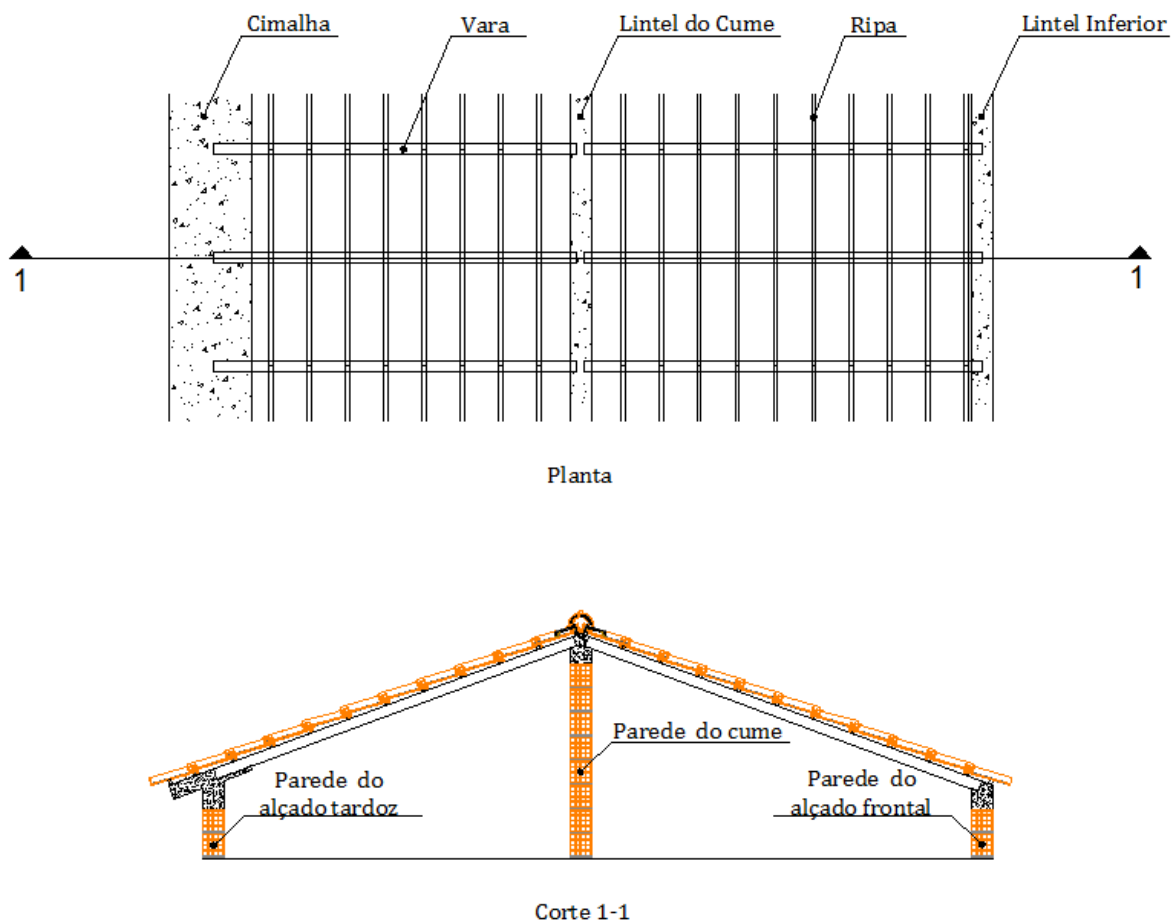


Figura 51 – Esquema do sistema da cobertura inclinada (corpo F).

O peso específico destas paredes (incluindo o lintel), foi obtido com recurso às tabelas técnicas e apresenta um valor de  $2,50 \text{ kN/m}^2$ , sendo este multiplicado pela altura das paredes do cume, dos alçados (frontal e tardoz) e das empenas. Devido à arquitetura da

cobertura do corpo F, não ser linear em altura e apresentar diferentes inclinações, consideraram-se as alturas médias para as paredes de alvenaria e as respectivas cargas lineares conforme se apresenta na Tabela 28.

Tabela 28 – Valores das alturas médias das paredes da cobertura e respectivas cargas lineares.

Designação	Altura média (m)	Carga linear (kN/m)
Paredes do cume	2,50	6,25
Paredes das empenas	1,15	2,88
Paredes do alçado frontal e tardo	0,50	1,25

Por forma a obter-se o valor das cargas do sistema da cobertura nas paredes e por sua vez estas transmitirem a carga à laje, considerou-se que as paredes do cume central da cobertura recebem 40% da carga, sendo que os restantes 60% serão aplicados na paredes do alçado frontal e tardo da cobertura, devido à cobertura ser inclinada e a componente resultante da carga ser maior no sentido da inclinação da cobertura.

Deve-se ainda evidenciar que se considerou um pequena cimalha em betão armado (Figura 51) com 0,15 m de espessura e 0,80 m de comprimento, sendo que destes 0,80 m apenas 0,40 m saem fora do alinhamento da parede do alçado tardo, enquanto os outros restantes 0,40 m entram dentro deste alinhamento, para se conseguir a cimalha contrabalançada, mas isto apenas para o beirado que fica orientado para o interior do “U fechado” do Hotel, visto que o outro beirado é interior e fica orientado para o terraço acessível. O peso próprio desta cimalha foi obtido pelo produto do peso próprio do betão armado pela área da secção transversal da cimalha ( $25 \times 0,80 \times 0,15$ ), obtendo assim um valor de 3 kN/m. Os valores das cargas a aplicar linearmente sobre as lajes do piso 2, devido ao peso próprio do sistema da cobertura, apresentam-se na Tabela 29.

Tabela 29 – Valores das cargas (peso próprio do sistema da cobertura) a aplicar nas lajes do piso 2 (corpo F).

LAJE	Área Total (m²)	Área 60% (m²)	Área 40% (m²)	Carga a 60% (KN)	Carga a 40% (KN)	Carga no lintel do cume (KN)	Comp.do lintel inferior (m)	Comp. do lintel do cume (m)	Carga linear no lintel inferior (KN/m)	Carga linear no lintel do cume (KN/m)
L 1	43,38	26,03	17,35	39,04	26,03	45,08	6,16	7,29	9,34	6,18
L 2	31,76	19,06	12,70	28,58	19,06		8,02		3,56	
L 3	36,61	21,97	14,64	32,95	21,97	37,25	5,39	5,95	9,11	6,26
L 4	25,48	15,29	10,19	22,93	15,29		6,32		3,63	
L 5	36,61	21,97	14,64	32,95	21,97	37,25	5,39	5,95	9,11	6,26
L 6	25,48	15,29	10,19	22,93	15,29		6,32		3,63	
L 7	36,61	21,97	14,64	32,95	21,97	37,25	5,39	5,95	9,11	6,26
L 8	25,48	15,29	10,19	22,93	15,29		6,32		3,63	
L 9	37,79	22,67	15,12	34,01	22,67	38,96	5,44	6,02	9,25	6,47
L 10	27,14	16,28	10,86	24,43	16,28		6,40		3,82	
L 11	41,99	25,19	16,80	37,79	25,19	42,79	5,34	7,38	10,08	5,80
L 12	29,32	17,59	11,73	26,39	17,59		8,52		3,10	
L 13	43,03	25,82	17,21	38,73	25,82	45,82	4,90	8,14	10,90	5,63
L 14	33,33	20,00	13,33	30,00	20,00		9,94		3,02	
L 15	37,20	22,32	14,88	33,48	22,32	37,84	4,75	6,52	10,05	5,80
L 16	25,86	15,52	10,34	23,27	15,52		7,51		3,10	

A sobrecarga na cobertura foi calculada de forma análoga ao cálculo anterior, com a diferença do valor da carga que passou a ser neste caso de 0,40 kN/m<sup>2</sup>. Na Tabela 30 apresentam-se os valores das sobrecargas aplicadas linearmente sobre as lajes do piso 2.

Tabela 30 – Valores das sobrecargas a aplicar nas lajes do piso 2 (corpo F).

LAJE	Área Total (m²)	Área 60% (m²)	Área 40% (m²)	Carga a 60% (KN)	Carga a 40% (KN)	Carga no lintel do cume (KN)	Comp.do lintel inferior (m)	Comp. do lintel do cume (m)	Carga linear no lintel inferior (KN/m)	Carga linear no lintel do cume (KN/m)
L 1	43,38	26,03	17,35	10,41	6,94	12,02	6,16	7,29	1,69	1,65
L 2	31,76	19,06	12,70	7,62	5,08		8,02		0,95	
L 3	36,61	21,97	14,64	8,79	5,86	9,93	5,39	5,95	1,63	1,67
L 4	25,48	15,29	10,19	6,12	4,08		6,32		0,97	
L 5	36,61	21,97	14,64	8,79	5,86	9,93	5,39	5,95	1,63	1,67
L 6	25,48	15,29	10,19	6,12	4,08		6,32		0,97	
L 7	36,61	21,97	14,64	8,79	5,86	9,93	5,39	5,95	1,63	1,67
L 8	25,48	15,29	10,19	6,12	4,08		6,32		0,97	
L 9	37,79	22,67	15,12	9,07	6,05	10,39	5,44	6,02	1,67	1,73
L 10	27,14	16,28	10,86	6,51	4,34		6,40		1,02	
L 11	41,99	25,19	16,80	10,08	6,72	11,41	5,34	7,38	1,89	1,55
L 12	29,32	17,59	11,73	7,04	4,69		8,52		0,83	
L 13	43,03	25,82	17,21	10,33	6,88	12,22	4,90	8,14	2,11	1,50
L 14	33,33	20,00	13,33	8,00	5,33		9,94		0,80	
L 15	37,20	22,32	14,88	8,93	5,95	10,09	4,75	6,52	1,88	1,55
L 16	25,86	15,52	10,34	6,21	4,14		7,51		0,83	

Importa referir que neste modelo foram consideradas vigas rasas nas lajes do piso 2, localizadas abaixo das paredes do cume, por forma a aumentar a resistência ao esforço transversal destas zonas carregadas pelas paredes que sustentam a cobertura. Na Figura 52



encontram-se representadas por linhas amarelas, as cargas devidas ao peso próprio e sobrecarga na cobertura, bem como a nomenclatura das lajes.

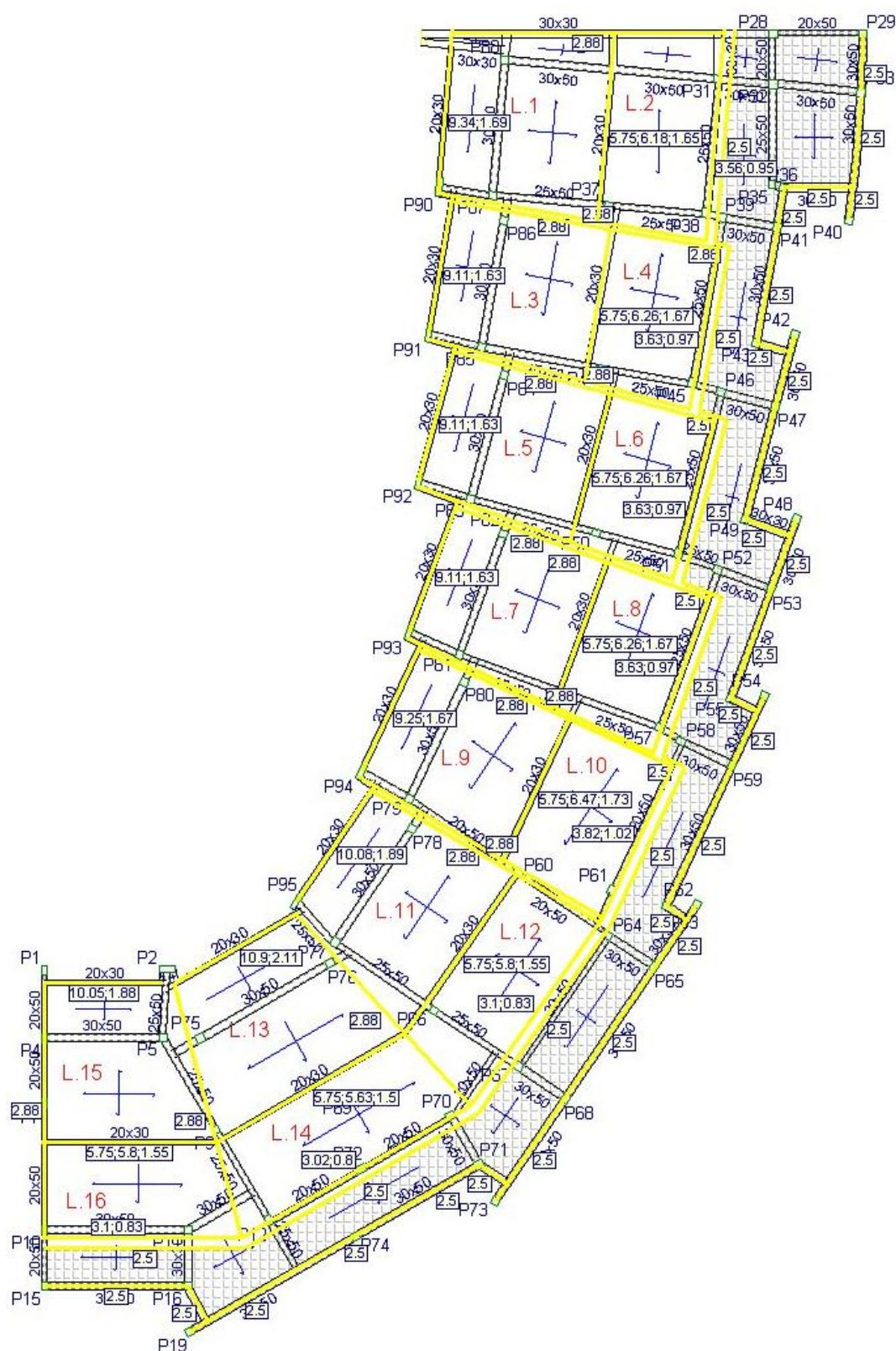


Figura 52 – Representação das cargas no modelo em planta (corpo F: piso 2).



## 10. ANÁLISE DE RESULTADOS E DIMENSIONAMENTO

Nesta secção será abordada a análise de resultados, nomeadamente esforços nos elementos estruturais, seguida da análise e edição de dimensionamento. Para se realizar esta análise, o *software* permite efetuar o cálculo da superestrutura, obtendo os esforços na base dos pilares. O dimensionamento da superestrutura foi baseado nos Eurocódigos definidos na secção 8.1., tendo em conta as ações e materiais anteriormente definidos e aplicados ao modelo estrutural. O procedimento apresentado nas próximas subsecções foi realizado em todos os elementos estruturais pertencentes aos dois corpos (E e F) do Hotel. Importa ainda referir, que as plantas estruturais de ambos os corpos, obtidas pelo *software*, encontram-se representadas no Anexo B.

### 10.1. Cálculo da superestrutura

Antes de se efetuar o cálculo da superestrutura, propriamente dito, dever-se aferir o modelo estrutural, por forma a identificar eventuais erros de modelação. Para tal o presente *software*, possui um menu de cálculo (Figura 53) onde possibilita a verificação dos elementos geométricos de todos os grupos pertencentes á estrutura em análise.

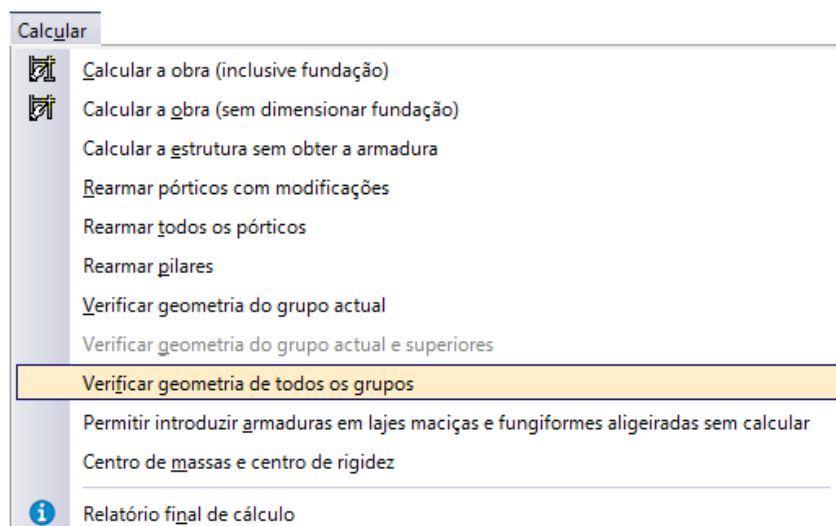


Figura 53 – Opções de cálculo da estrutura.

Terminada a validação da geometria de todos os grupos, segue-se o cálculo da superestrutura no menu cálculo (Figura 53), pela seleção da opção: “Calcular a obra (sem dimensionar fundação)”, obtendo-se os referidos esforços na base dos pilares.

## 10.2. Pilares

Após o cálculo da estrutura, a análise dos esforços nos pilares foi feita por consulta individual a cada elemento (Figura 54). Esta visualização permite uma análise de esforços em altura do pilar e para as hipóteses de carga consideradas.

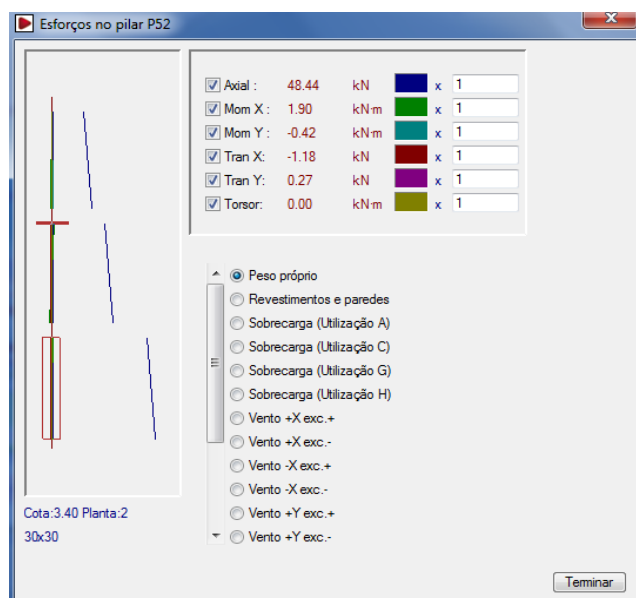


Figura 54 – Visualização de esforços nos pilares.

O dimensionamento dos pilares foi realizado pelo *software* em flexão composta desviada, apresentando o seu resultado numa janela (Figura 55) com uma série de opções que permite visualizar o elemento em análise.

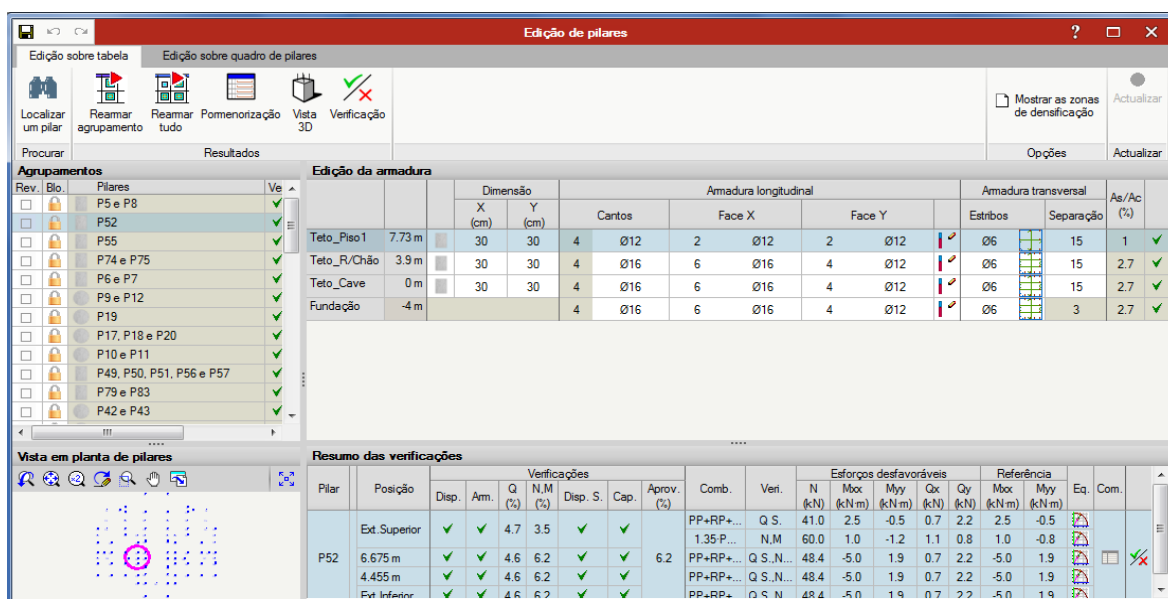


Figura 55 – Dimensionamento da secção e armaduras de pilares.

Nesta mesma janela é ainda possível fazer alterações á dimensão da secção e às armaduras longitudinais e transversais do pilar ou pedir ao *software* para rearmá-lo, sem a necessidade de efetuar novo cálculo da estrutura. No entanto, se as modificações de dimensão forem significativas, é conveniente voltar a calcular a estrutura completamente, por causa das variações de rigidezes.

Quanto à análise das verificações de segurança, o *software* emite mensagens de erros (Figura 56), caso não sejam cumpridas todas as verificações regulamentares pelas normas previamente escolhidas (Normas Europeias). As mensagens de erros emitidas pelo *software* apresentam-se com o tipo de erro associado, bem como a respetiva norma e artigo que não é cumprido, facilitando assim a correção dos respetivos erros.

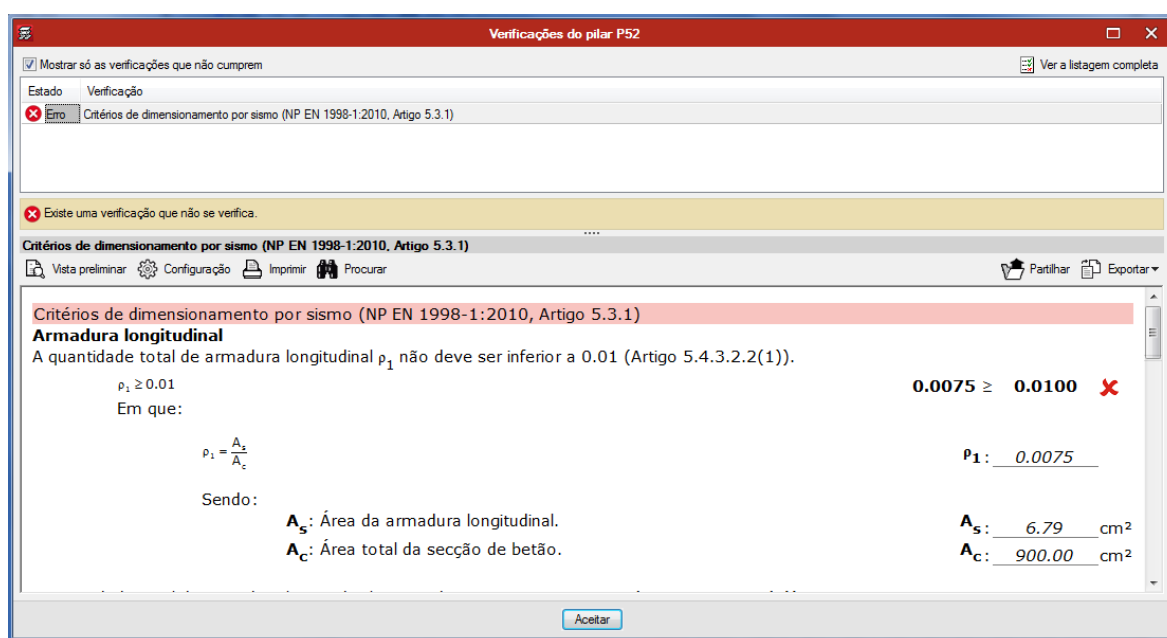


Figura 56 – Verificações regulamentares dos pilares.

### 10.3.Paredes resistentes

Os esforços e deslocamentos nas paredes resistentes foram obtidos por uma representação gráfica numa escala de cores, conforme se apresenta na Figura 57. Conhecido o estado tensional, uma vez calculados os esforços e para cada combinação, o *software* verifica em cada face (vertical e horizontal) as tensões e extensões do betão e do aço, tendo em conta a armadura, aumentando de forma sequencial até encontrar a armadura que cumpra para todas as combinações. Além disso, este, ainda verifica o sentido transversal, calculando o reforço se necessário.

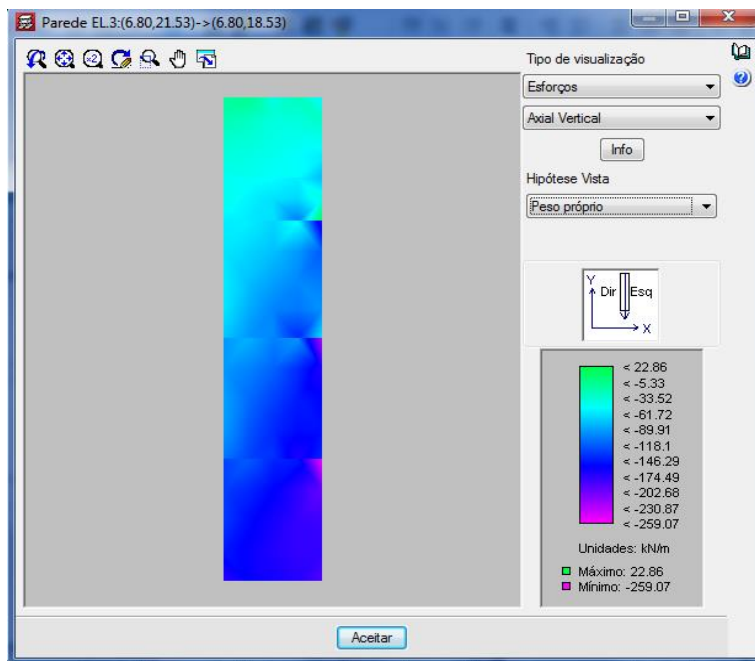


Figura 57 – Visualização dos esforços e deslocamentos das paredes resistentes.

No entanto, apesar de o *software* calcular a armadura para as paredes, optou-se por definir uma armadura base igual para todos os tramos, efetuando-se reforços apenas onde for necessário, garantindo-se assim uma boa uniformidade das armaduras. Para tal foi necessário editar as armaduras das paredes determinadas pelo *software* e alterá-las através do respetivo menu de edição (Figura 58).

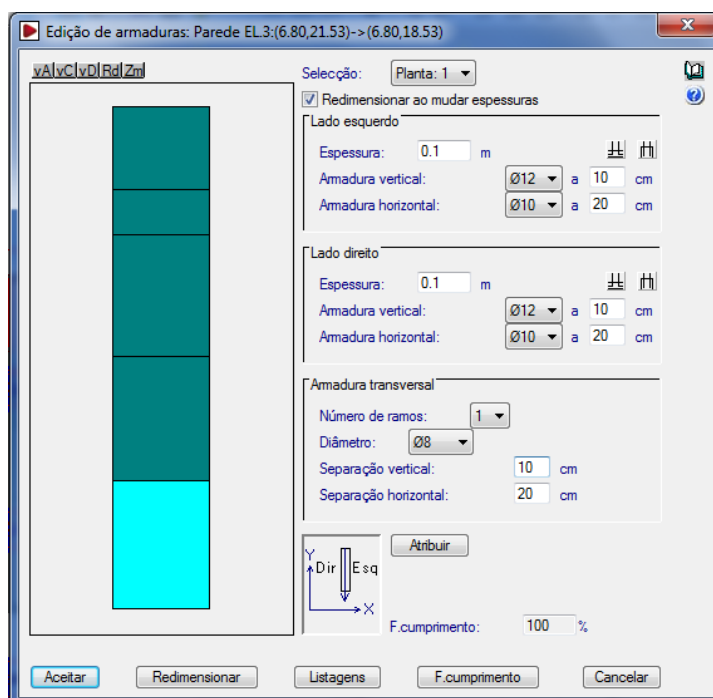


Figura 58 – Menu de edição das armaduras das paredes resistentes.

## 10.4. Muros de contenção em betão armado

Para a determinação dos esforços e deslocamentos dos muros o *software* utiliza, de forma semelhante, o mesmo método de análise usado nas paredes, conforme se pode verificar pela (Figura 59).

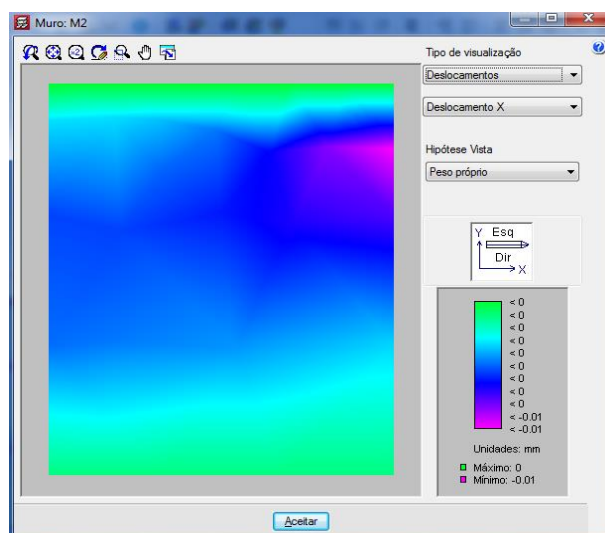


Figura 59 – Visualização dos esforços e deslocamentos dos muros.

Relativamente ao dimensionamento das armaduras, o *software* determina-as de forma semelhante à das paredes resistentes. Posto isto, optou-se por definir uma armadura base igual para todos os tramos, efetuando-se reforços apenas onde for necessário (Figura 60).

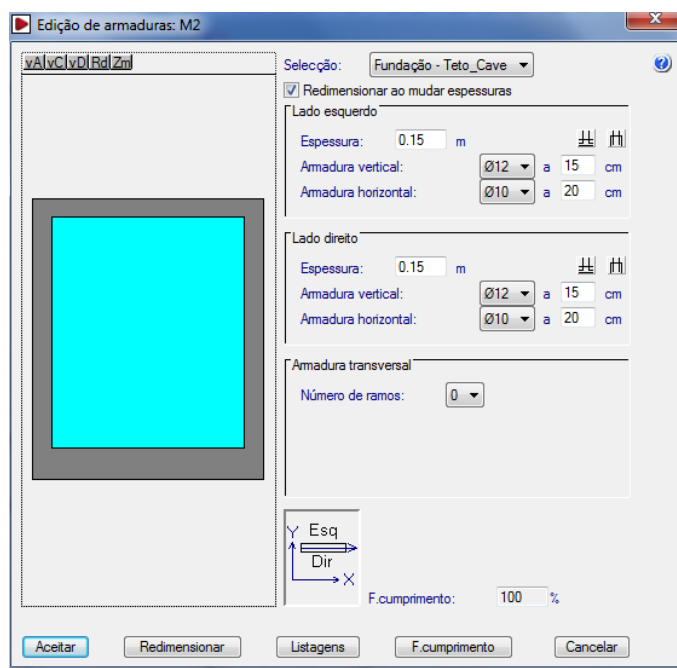


Figura 60 – Menu de edição das armaduras dos muros.

## 10.5. Vigas

A análise dos esforços das vigas foi conseguida por consulta individual, através de uma janela exclusiva para a edição das mesmas (Figura 61), onde se podem consultar os diagramas de esforços, bem como as armaduras pré-determinadas pelo *software*.

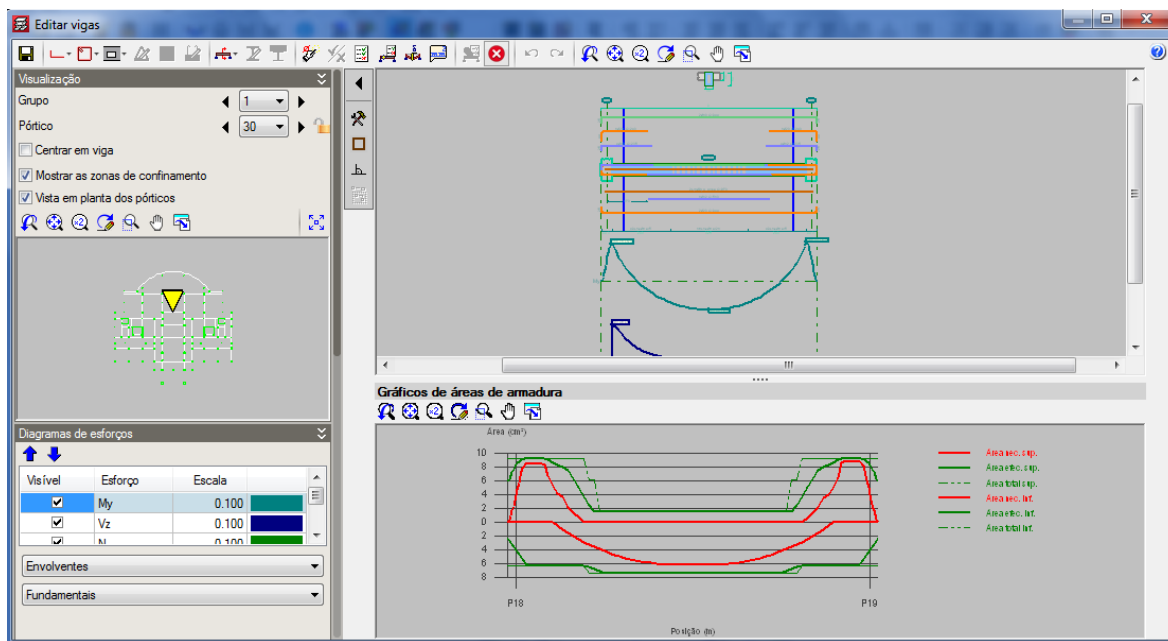


Figura 61 – Janela de edição das vigas.

Para o dimensionamento das secções de betão armado em estados limites últimos, o *software* utiliza o diagrama parábola-retângulo efetuando um cálculo à flexão simples em, pelo menos, 14 pontos de cada tramo de viga, delimitado pelos elementos que a contactam. Em cada ponto, e a partir das envolventes de momentos fletores, determina-se a armadura necessária tanto superior como inferior (de tração e compressão conforme o sinal dos momentos) e verifica se cumpre a armadura mínima de acordo com as normas previamente escolhidas (Normas Europeias). O *software* também determina as deformações (flechas instantâneas, a prazo infinito e ativas) em estados limites de utilização, bem como o cálculo do limite de largura de fendas, preconizados nas referidas normas.

Sempre que não seja cumprida alguma das imposições normativas, o *software* gera uma mensagem de alerta, possibilitando a edição da seção da viga e das armaduras por forma a consultar o tipo de erro associado, bem como a respetiva norma e artigo que não é cumprido, facilitando assim a correção dos respetivos erros, conforme se apresenta na Figura 62.

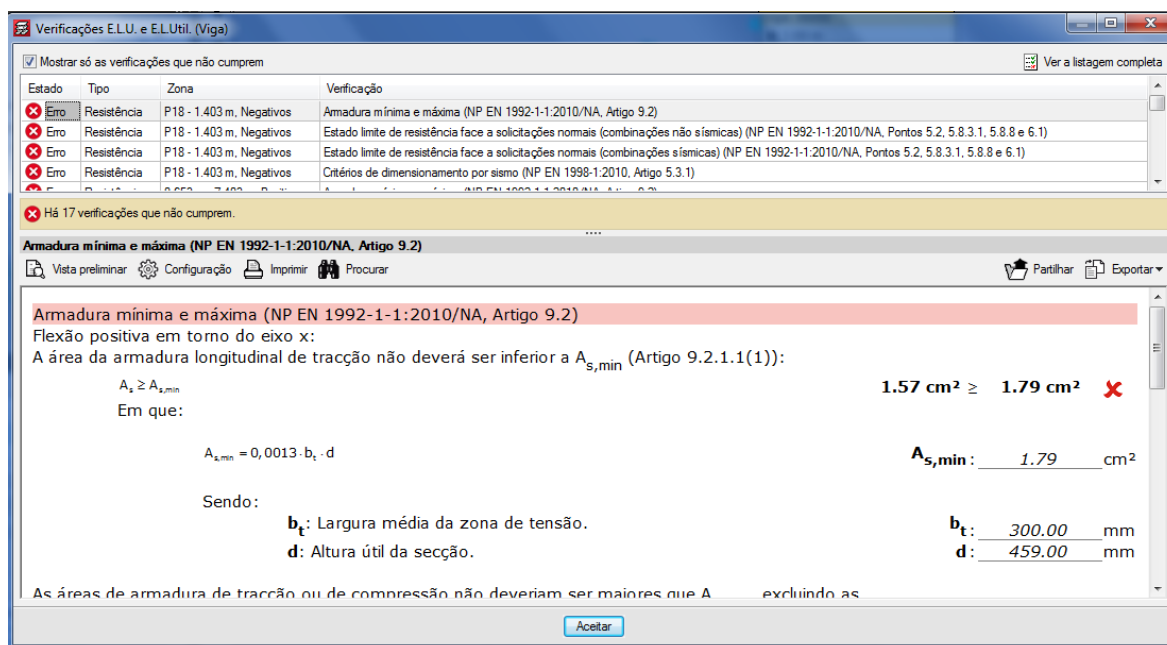


Figura 62 – Verificações normativas das vigas.

## 10.6.Lajes

Para as lajes definiu-se uma malha de armadura base (Figura 63) superior e inferior, longitudinal e transversal (Ø12//0,15), sendo possível aumentá-la, se necessário, devido ao cálculo à flexão. Desta forma garante-se uma malha mais homogênea em termos de disposições de armadura.

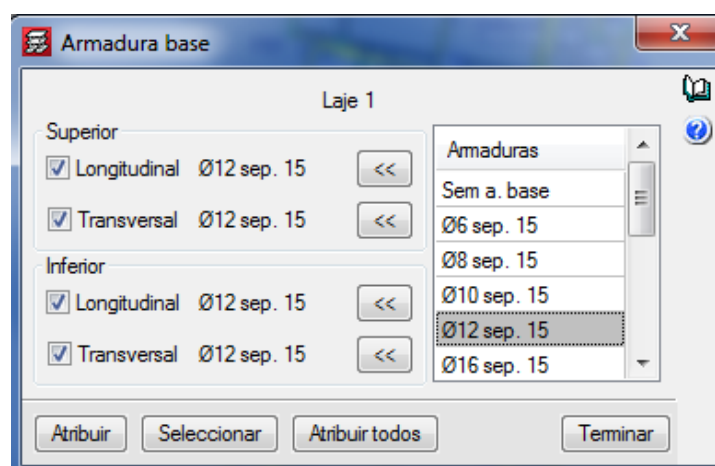


Figura 63 – Definição da armadura base em lajes maciças.

Para que a laje seja rearmada com a armadura base definida, foi aberto o menu de igualar armadura, seleccionando-se a opção de rearmar lajes (Figura 64).

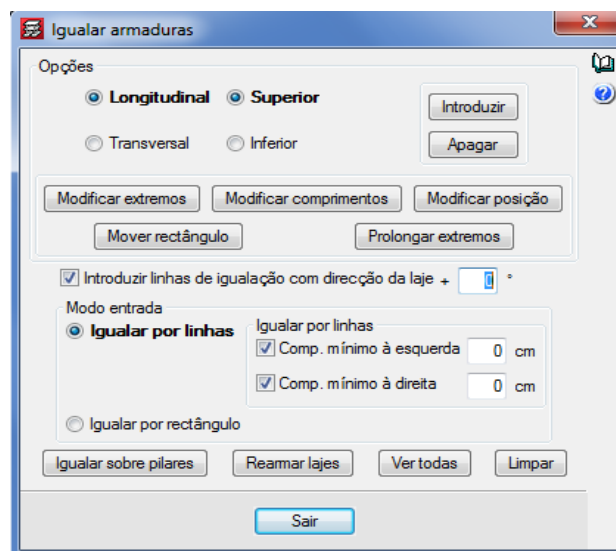


Figura 64 – Rearmar armaduras de lajes.

Acionado o comando rearmar lajes, o *software* efetua novo cálculo das lajes para a armadura definida, obtendo as envolventes de percentagens e a área de armadura necessária em cada direção, por metro de largura, calculando os reforços longitudinais necessários. Se os reforços calculados pelo *software* forem em demasia, deve-se alterar a armadura base, considerando um aumento do diâmetro e/ou diminuição do espaçamento. No caso contrário, ou seja, em que os reforços são mínimos, ou mesmo inexistentes, poder-se-á diminuir o diâmetro da armadura base e/ou aumento do espaçamento.

Para visualização dos esforços nas lajes, o *software* gera por piso uma representação gráfica, através de isovalores (Figura 65).

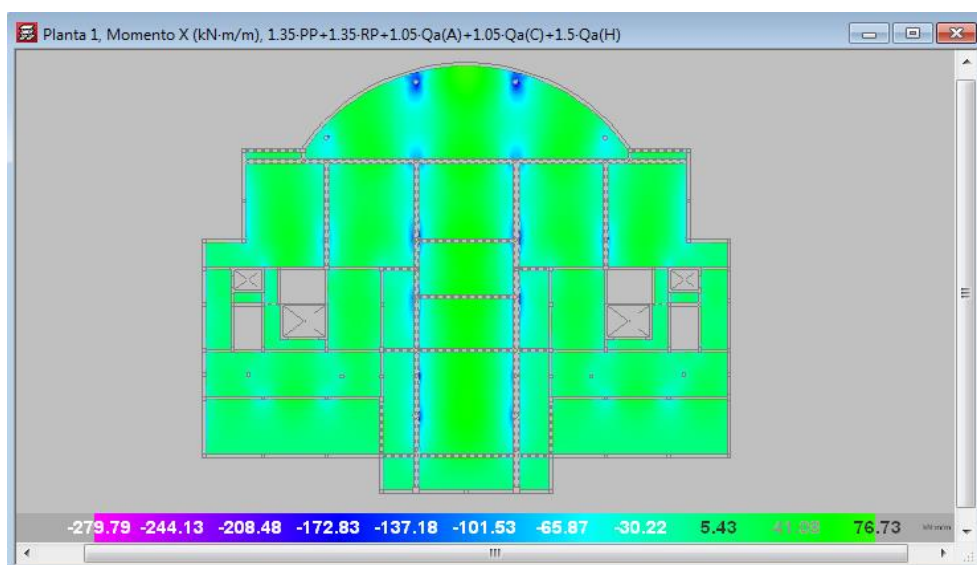


Figura 65 – Visualização de esforços nas lajes.



O *software* apresenta em qualquer nó da malha, de discretização da laje, os valores dos deslocamentos por ação, de acordo com as ações definidas. Em particular, pode-se obter o deslocamento máximo por hipótese de carregamento em cada laje (Figura 66).

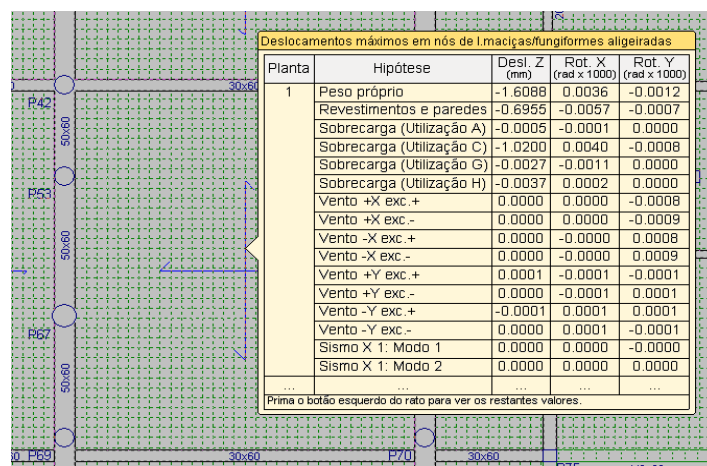


Figura 66 – Visualização do deslocamento máximo por laje.

As flechas obtidas pelo *software* são conseguidas ao marcar em planta um ponto inicial e final (Figura 67), através da combinação mais desfavorável em estados limites de utilização (ações quase-permanentes).

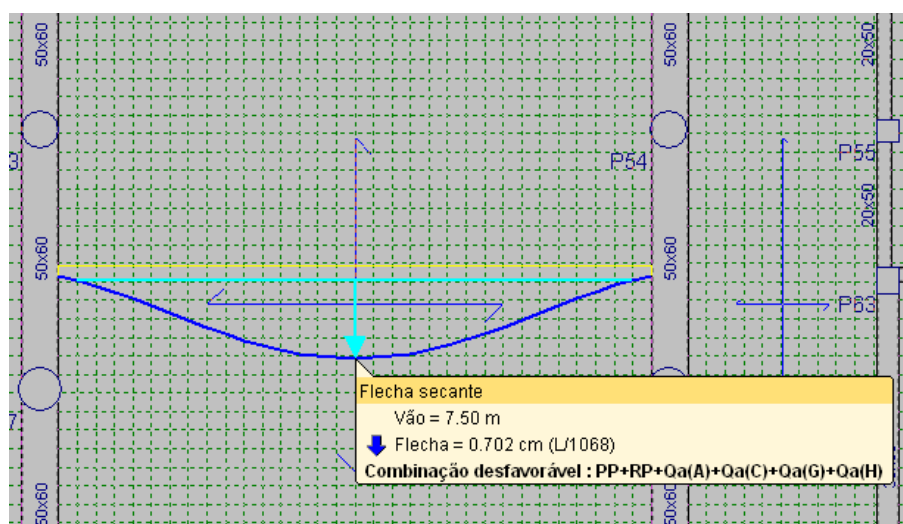


Figura 67 – Visualização da flecha entre dois pontos selecionados na laje.

De acordo com o preconizado no EC2-1, para uma flecha a meio vão, o valor desta deverá ser inferior a  $vão/250$ . No caso de lajes armadas em duas direções, a verificação deverá ser efetuada em relação ao menor vão, exceto no caso de lajes fungiformes, nas quais deverá considerar-se o maior vão.

Pela análise da deformação em todas as lajes nos vários pisos, referentes a ambos os corpos do Hotel, verificou-se a imposição preconizada pelo EC2-1 para o valor limite das flechas a meio vão.

Dada a existência de lajes fungiformes maciças no corpo E, foi necessário ainda verificar a resistência destas face ao punçoamento (Figura 68).

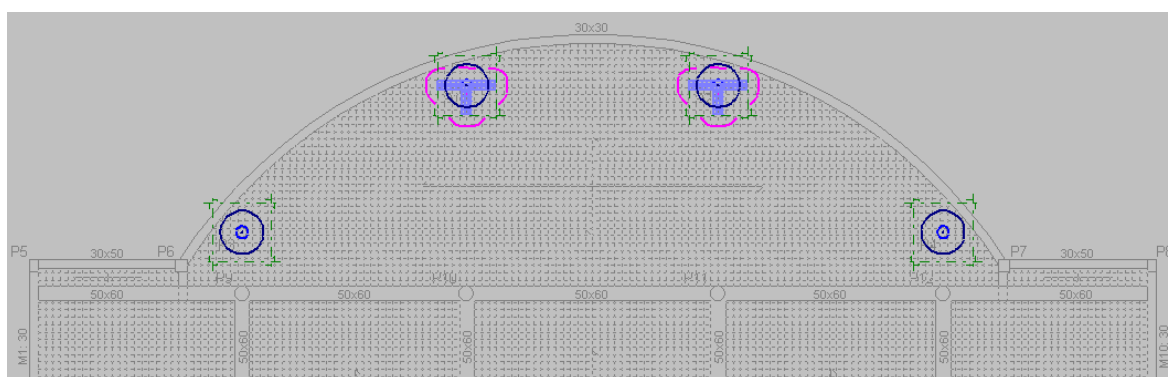


Figura 68 – Zonas de punçoamento: laje fungiforme maciça.

Como se pode observar pela Figura 68, foi necessário colocar armaduras de reforço ao punçoamento na zona dos dois pilares com contorno cor-de-rosa. O reforço pode ser realizado por armaduras inclinadas ou armaduras com estribos, tendo-se neste caso optado pela última. Na Figura 69, encontram-se as armaduras consideradas para o reforço ao punçoamento e a representação esquemática em 3D das mesmas.

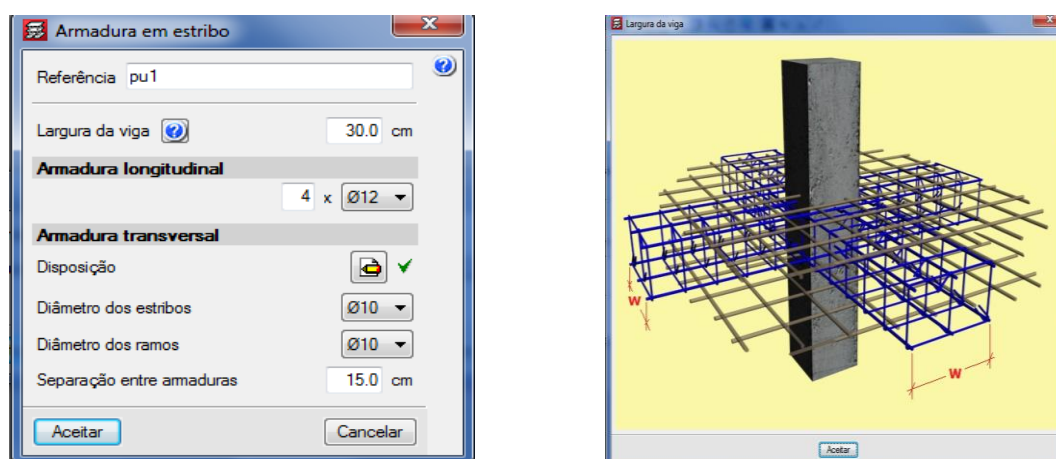


Figura 69 – Menu para definição dos reforços ao punçoamento.

## 10.7. Escadas

A determinação dos esforços e dimensionamento das escadas é muito semelhante ao considerado para as lajes. No entanto, o *software* considera o cálculo destas de forma isolada e pelo método dos elementos finitos, gerando uma malha de triângulos de lâmina espessa, considerando as duas ações habituais para o cálculo de escadas: cargas permanentes e sobrecarga. Estas reações convertem-se em cargas lineares uniformemente aplicadas sobre a estrutura. Os esforços, tal como nas lajes, são obtidos através de uma visualização gráfica de um diagrama de isovalores, conforme se apresenta na Figura 70.

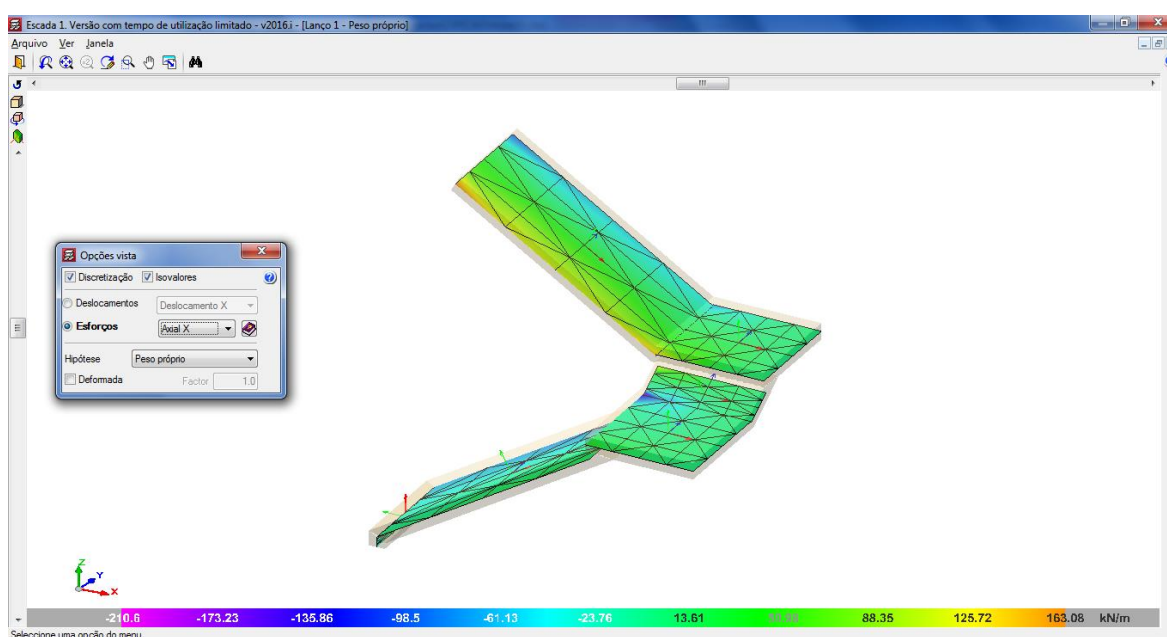


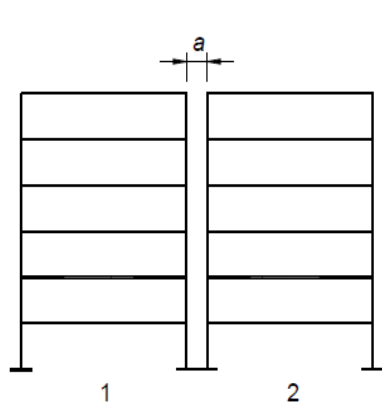
Figura 70 – Análise de esforços nas escadas.

## 10.8. Dimensionamento da junta de dilatação

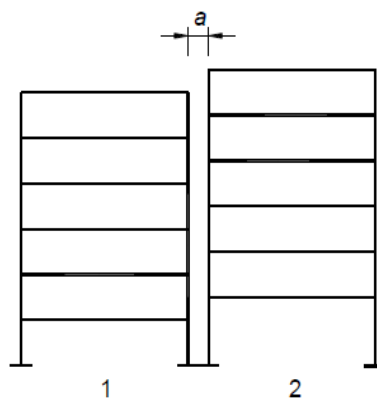
Dada a existência de juntas de dilatação entre os corpos que perfazem o Hotel, e pelo facto de se ter considerado a ação sísmica no modelo estrutural, foi necessário calcular a largura das juntas de dilatação de acordo com o EC8-1. Segundo esta norma os edifícios devem ser protegidos pelo entrechoque provocado pelo sismo com outras estruturas contíguas ou entre unidades estruturalmente independentes do mesmo edifício.

Na Figura 71 encontra-se um esquema que preconiza as regras impostas pelo EC8-1 para a determinação da largura da junta de dilatação, tendo em conta a altura dos edifícios adjacentes.

Neste caso apenas se calcula a junta de dilatação entre os corpos E e F, visto serem os analisados na presente parte deste trabalho.



$$a \geq 0,7 \sqrt{d_{s1}^2 + d_{s2}^2} \quad (33)$$



$$a \geq \sqrt{d_{s1}^2 + d_{s2}^2} \quad (34)$$

Figura 71 – Esquema para determinação da largura das juntas de dilatação.

Em que:

$a$  – largura da junta de dilatação;

$d_{s1}^2$  – deslocamento horizontal no edifício 1 devido ao sismo;

$d_{s2}^2$  – deslocamento horizontal no edifício 2 devido ao sismo.

Para a determinação da largura da junta de dilatação foi necessário obter os deslocamentos horizontais máximos dos pilares no topo da cobertura de ambos os corpos (E e F) na zona de junta de dilatação. Os pilares para os quais se obtiveram maiores deslocamentos horizontais (segundo a direção X), obtidos pelo *software*, para as combinações fundamentais sísmicas e que se encontram paralelos, ou seja, lado a lado da junta de dilatação são os que se apresentam na Tabela 31.

Tabela 31 – Deslocamentos máximos dos pilares na junta de dilatação

Designação	Cota (m)	Deslocamento -X (m)
Corpo E – Pilar 58	7,65	0,00597
Corpo F – Pilar 15	7,65	0,06831

Dado que os dois corpos se apresentam à mesma cota em relação ao nível mais elevado na zona da junta de dilatação, considerou-se o uso da expressão (33), para o cálculo da largura da referida junta. Com base nos deslocamentos (Tabela 31) e por aplicação da expressão (33), obteve-se uma largura para a junta de dilatação de 0,048 m, ou seja, aproximadamente 5 cm, sendo este o valor adotado.



## 11. CONCLUSÕES

Na parte I do presente trabalho, foram colocados em prática todos os conhecimentos teóricos apreendidos, nomeadamente, nas unidades curriculares de hidráulica geral (I e II) e urbana, durante a formação académica, sendo, necessário rever/consultar todo um leque de legislação/regulamentação inerente à elaboração de projetos na área de Saneamento Básico, nomeadamente, sistemas de distribuição de água potável e combate a incêndios, bem como as redes de drenagem de águas residuais domésticas e pluviais.

Deve-se observar que para o dimensionamento das redes de abastecimento de água potável e combate a incêndios, foram elaboradas folhas de cálculo em Microsoft Excel em detrimento do uso de *software* automático para o efeito, devido à complexa natureza da rede a projetar. No entanto, o dimensionamento das redes de drenagem de águas residuais domésticas e pluviais, foi conseguido através de um *software* específico para o efeito.

Importa referir que as formulações matemáticas utilizadas para o dimensionamento das redes de Saneamento Básico presentes nesta parte, deste trabalho, tiveram por base a consulta de elementos bibliográficos elaborados por autores que desempenham trabalhos/projetos na área de Hidráulica Urbana em Portugal.

Na parte II, efetuou-se a análise e dimensionamento de uma superestrutura, tendo em conta todas as exigências de projeto, como a utilização, durabilidade, comportamento e solicitações, concebendo soluções que garantam a integridade da mesma durante o seu período de vida útil, bem como a relação de economia/exequibilidade. Importa também referir que, o principal objetivo desta parte do trabalho foi cumprido ao percorrer as principais fases de um projeto de estruturas, finalizando uma conceção estrutural funcional cuja solução cumpriu o projeto de arquitetura sem alterações significativas. Sendo ainda posta à prova a plataforma de conhecimentos adquiridos, ao longo do curso, a qual permitiu uma análise de todos os diferentes tipos de elementos estruturais.

No que diz respeito ao dimensionamento da superestrutura, o *software* apresentou uma série de verificações regulamentares que se teve de corrigir através da alteração da dimensão da geometria dos elementos estruturais, ou em alguns casos, apenas acrescentar armaduras. Para tal, foi imprescindível a participação na formação deste *software*, prestada

pela referida empresa, permitindo ao estagiário utilizá-lo da forma mais correta, minimizando assim possíveis erros de cálculo. Contudo houve sempre uma interpretação criteriosa dos resultados emitidos por este.

Após a verificação e dimensionamento de todos os elementos estruturais, através do *software*, os que sofreram mais alterações de geometria, foram os pilares, devido ao seu pré-dimensionamento ter sido realizado de forma expedita. No entanto, a alteração da sua dimensão não foi significativa, originando apenas pequenas alterações nos elementos mais restritos do modelo arquitetónico inicialmente apresentado. Observou-se, também, que a contabilização da ação do sismo no modelo de cálculo, afeta bastante os resultados obtidos, conduzindo assim a que se obtenham estruturas mais robustas, com a contrapartida de serem pouco económicas.

Importa ainda referir que nas zonas sísmicas de maior intensidade, o projeto de arquitetura e o projeto de estruturas devem ser desenvolvidos de forma conjunta desde muito cedo por forma a assegurar-se uma conceção estrutural eficaz e um adequado comportamento da estrutura perante a ação sísmica.

A realização deste estágio revelou-se fundamental na consolidação e aquisição de conhecimentos práticos, que permitiram uma abordagem global e metódica de questões envolvidas no exercício da profissão de um engenheiro projetista. Para além disso, desenvolveram-se competências e metodologias que contribuíram para melhorar a qualidade do trabalho.

A integração numa equipa de trabalho experiente, permitiu o contacto com diferentes questões técnicas, o que estimulou a capacidade de adaptação a novas situações, despertando características de dinamismo e capacidade de trabalho que devem estar presentes no exercício da profissão.

Sendo o estágio um período de formação e aprendizagem, em ambiente empresarial, foi possível consolidar os conhecimentos adquiridos durante todo o percurso académico, beneficiando da colaboração com engenheiros experientes.

A oportunidade de lidar diariamente com a realidade da Engenharia Civil revelou-se numa experiência fundamental, permitindo ter noção da envolvimento e interação de todas as atividades que qualquer projeto abrange.



Salienta-se, que para além dos aspetos meramente teóricos, tendo em conta a vertente teórica do percurso académico, chega-se à conclusão que o estágio constitui um período necessário para a formação e integração na vida profissional, uma vez que permite uma adaptação gradual ao ritmo de trabalho e às responsabilidades inerentes à profissão. Acredita-se, assim, que os objetivos propostos pela empresa durante o estágio foram conseguidos.

Em resumo, conclui-se que atualmente a elaboração de projetos é uma atividade de crescente complexidade, ultrapassando em muito os conceitos de ordem técnica habitualmente utilizados, exigindo uma visão global dos diferentes negócios envolvidos e doutras vertentes da atividade.



## REFERÊNCIAS

### BIBLIOGRÁFICAS

- Afonso, A. B. (1997). *O Novo Regulamento Português de Águas e Esgotos – Anotado e Comentado* (Vol. I). Coimbra: Gráfica de Coimbra.
- Appleton, J. (2013). *Estruturas de Betão* (1ª ed., Vol. I). (E. Orion, Ed.) Lisboa.
- ASCE. (1983). *Design and construction of urban stormwater management systems*. EUA.
- Associação Portuguesa da Indústria de Cerâmica. (2009). *Manual de Alvenaria de Tijolo* (2ª ed.). Coimbra: Centro Tecnológico da Cerâmica e do Vidro.
- Cachim, P. B., & Morais, M. M. (2013). *Estruturas de Betão Armado - Bases de Cálculo*. Aveiro: Publindústria, Edições Técnicas.
- Couto, J. P., & Teixeira, J. M. (2006). A qualidade dos projetos: uma componente para a competitividade do setor da construção em Portugal. *Seminário brasileiro da gestão do processo do projeto na construção de edifícios*. São Paulo, Brasil.
- CYPE Ingenieros. (2013). Cypecad - Memória de Cálculo. In Top-Informática. Braga.
- Decreto Regulamentar. (1983). *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Lisboa: Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes.
- Decreto Regulamentar. (1995). *Regulamento Geral do Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais 194/95 - I série B*. Lisboa: Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações.
- Fernandes, M. d. (2011). *Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica* (Vol. 2). Porto: Norprint.
- <http://www.FerreiraLapa.com>. (s.d.). *Ferreira Lapa*. Obtido em 26 de Novembro de 2015, de <http://www.ferreiralapa.com/about-us/>
- Jacinto, L. (2013). *Bases para o projeto de estruturas segundo o EC0*. Lisboa: ISEL.
- Jacinto, L. (2014). *Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1*. Lisboa: ISEL.

- Lencastre, A. (2003). *HIDRÁULICA URBANA E INDUSTRIAL*. Lisboa: Divisão de Edições e Artes Gráficas.
- LNEC. (2012). *Estudo Comparativo Sobre o Dimensionamento de Edifícios de Betão Armado: uma Análise Sobre a Regulamentação Portuguesa em Vigor e os Novos Eurocódigos*. Lisboa.
- Marques, A. S., Lima, J. P., Sousa, J., Simões, N. E., & Pina, R. (2013). *Hidrologia urbana – Sistemas de drenagem de águas pluviais urbanas*. Lisboa: Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos - Universidade de Coimbra.
- Marques, J. A., & Sousa, J. J. (2009). *Hidráulica Urbana - Sistemas de Abastecimento de Água e de Drenagem de Águas Residuais* (2ª ed.). Coimbra: Imprensa da Universidade de Coimbra.
- Mata, C. (2002). *Apontamentos de Gestão de Projectos - Uma Abordagem Metodológica*. Lisboa: IST.
- Matos, M. R., & Silva, M. H. (1986). *Estudos de precipitação com aplicação no projeto de sistemas de drenagem pluvial*. Lisboa: LNEC.
- Meireles, I. (2014). *Hidráulica Urbana*. Universidade de Aveiro.
- Molina, M. L., & Junior, W. A. (2014). *Engenharia: Múltiplos saberes e atuações*. Martelos - Juiz de Fora.
- Pereira, T. D. (2014). *Gestão de Projeto e Contratação de Empreitada de Obras*. Coimbra: Imprensa da Universidade de Coimbra.
- Reis, A. C., Farinha, M. B., & Farinha, J. B. (2012). *Tabelas Técnicas*. Lisboa: Edições Técnicas E. T. L., Lda.
- Serafim, J. L. (1992). *Engenharia Civil em Portugal*. Lisboa: Ramos, Afonso & Moita, Lda.
- Sousa, E. R., & Matos, J. S. (s.d.). *Projeto de Sistemas de Drenagem de Águas Pluviais*. Instituto Superior Técnico.

## **NORMATIVAS**

NP EN 1990, 2009. Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas, 2009.

NP EN 1991-1-1, 2009. Eurocódigo 1 – Ações em estruturas. Parte 1-1: Ações gerais – pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, 2009.

NP EN 1991-1-4, 2010. Eurocódigo 1 – Ações em estruturas. Parte 1-4: Ações gerais – Ações do vento.

NP EN 1992-1-1, 2010. Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.

NP EN 1998-1, 2010. Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.

NP EN 1194, 1999. Estruturas de madeira. Madeira lamelada-colada: Classes de resistência e determinação dos valores característicos.



# ANEXO A

**ÍNDICE DE FIGURAS NO ANEXO A**

Figura A. 1 – Planta Arquitetónica da Cave: corpo E (s/escala).....	143
Figura A. 2 – Planta Arquitetónica do Rés-do-Chão: corpo E (s/escala).....	143
Figura A. 3 – Planta Arquitetónica do Piso 1: corpo E (s/escala).....	144
Figura A. 4 – Planta Arquitetónica do Piso 2: corpo E (s/escala).....	144
Figura A. 5 – Planta Arquitetónica do Piso 3 e 4 (coberturas planas): corpo E (s/escala).	145
Figura A. 6 – Planta Arquitetónica da Cave: corpo F (s/escala).....	145
Figura A. 7 – Planta Arquitetónica do Rés-do-Chão: corpo F (s/escala).....	146
Figura A. 8 – Planta Arquitetónica do Piso 1: corpo F (s/escala).....	147
Figura A. 9 – Planta Arquitetónica do Piso 2 (terraço) e da Cobertura inclinada: corpo F (s/escala).....	148



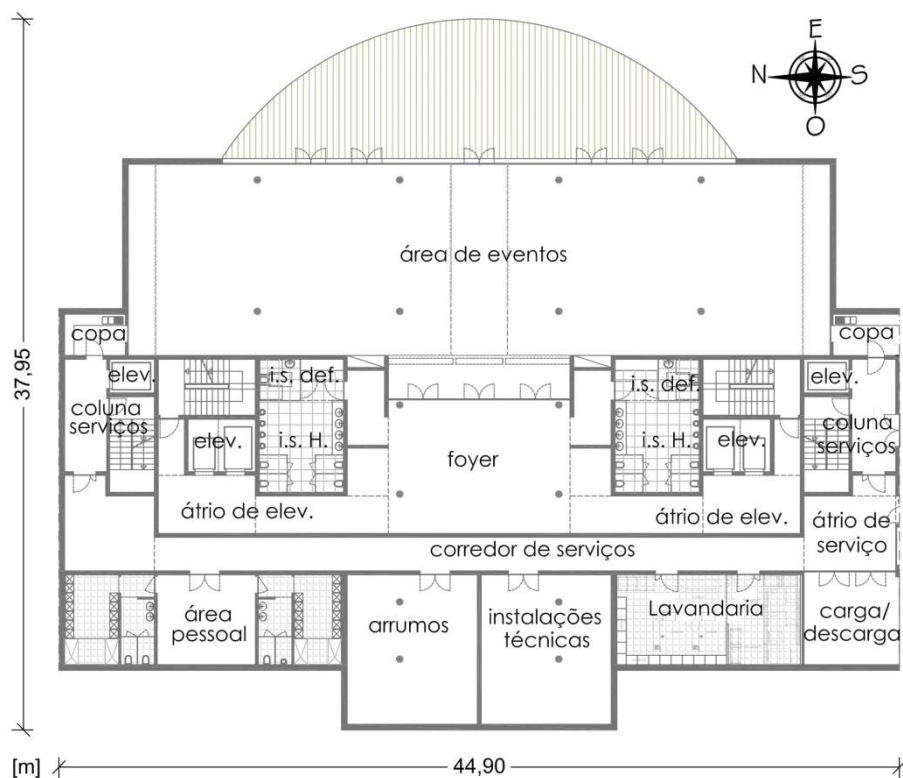


Figura A. 1 – Planta Arquitetónica da Cave: corpo E (s/escala).

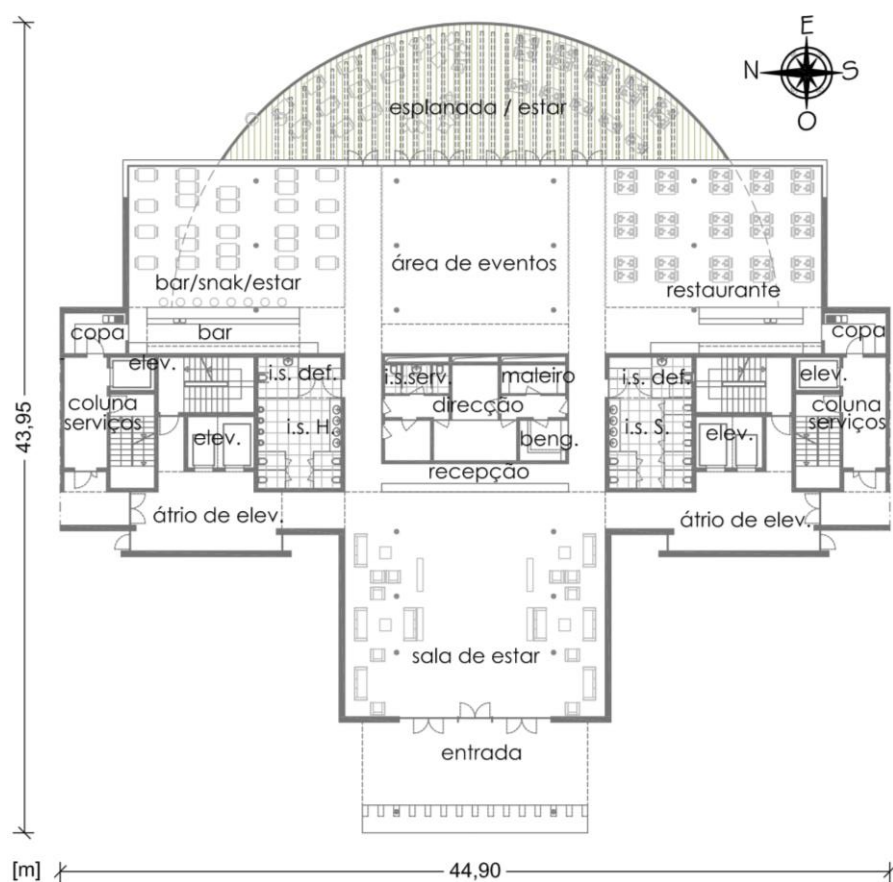


Figura A. 2 – Planta Arquitetónica do Rêz-do-Chão: corpo E (s/escala).

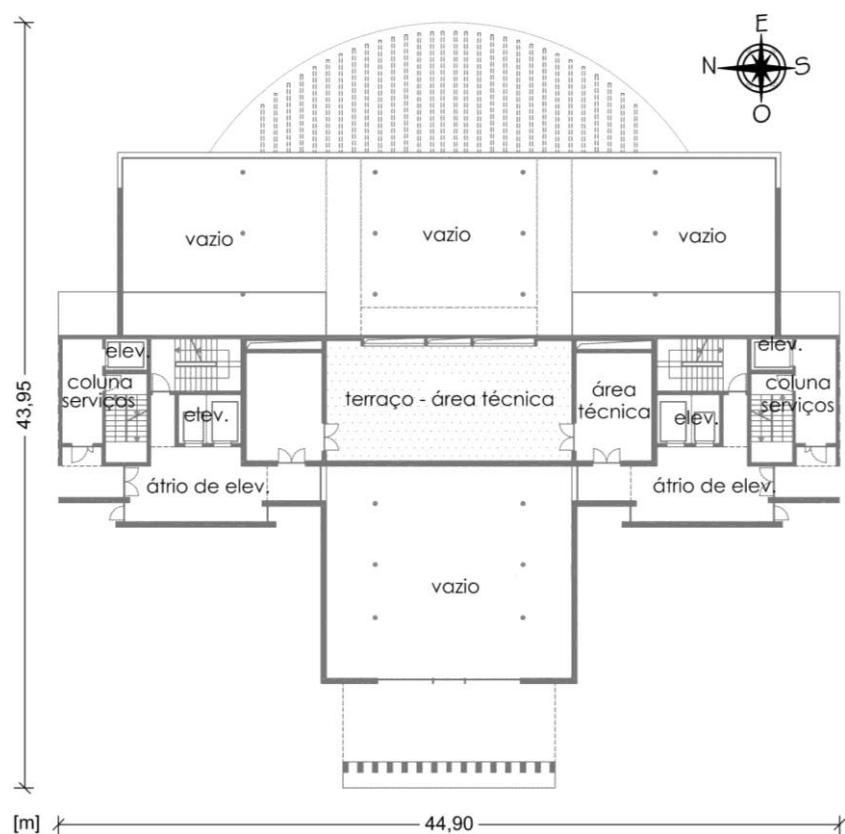


Figura A. 3 – Planta Arquitetónica do Piso 1: corpo E (s/escala).

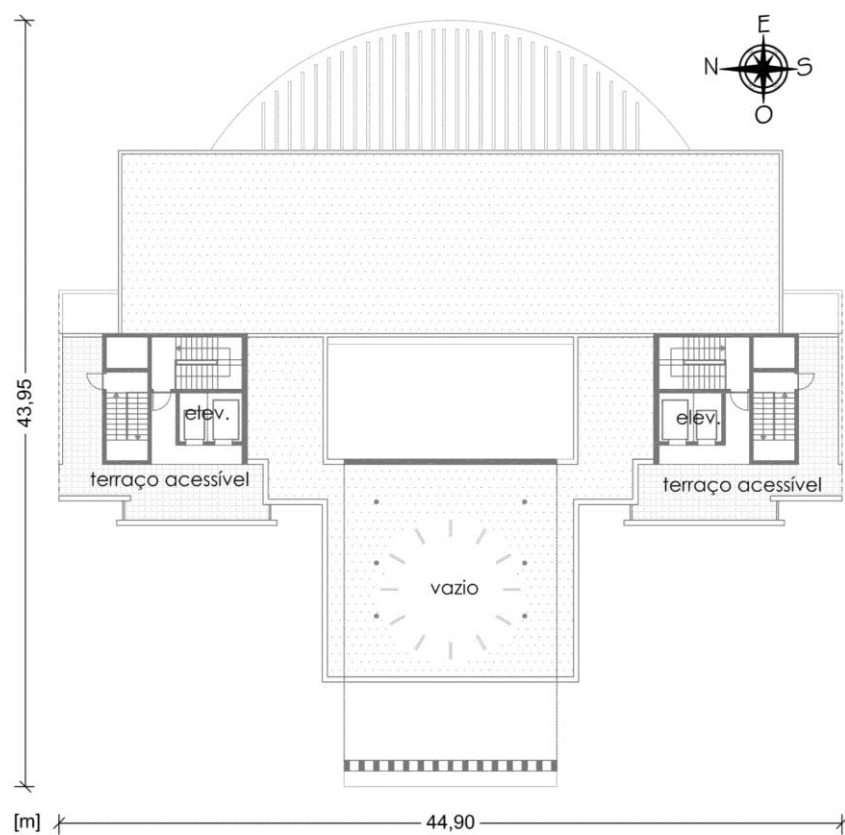


Figura A. 4 – Planta Arquitetónica do Piso 2: corpo E (s/escala).

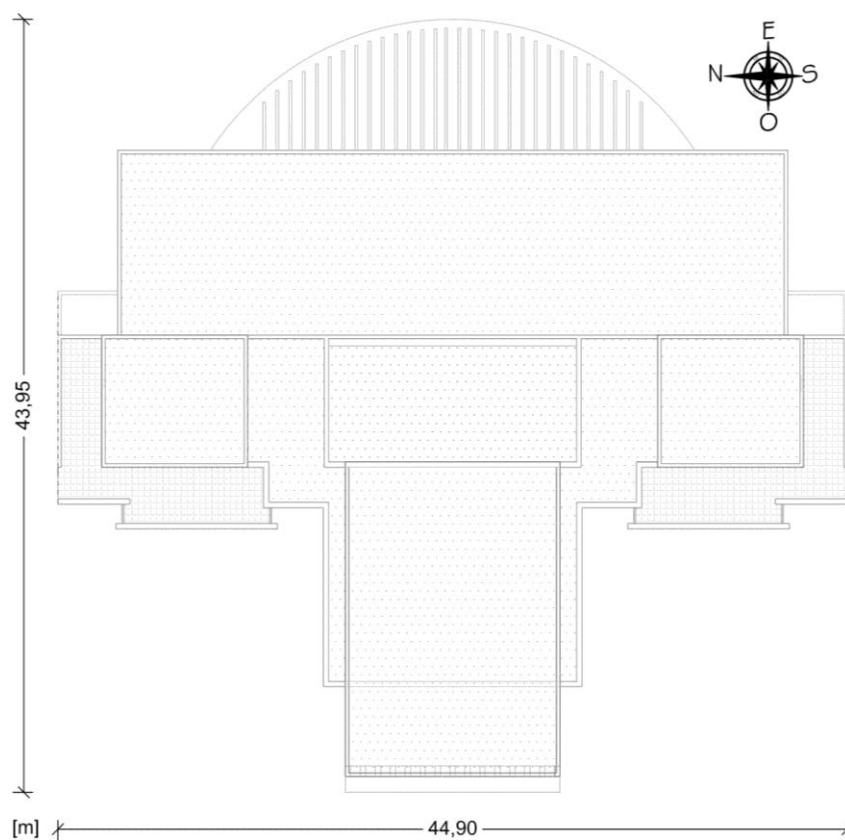


Figura A. 5 – Planta Arquitetónica do Piso 3 e 4 (coberturas planas): corpo E (s/escala).



Figura A. 6 – Planta Arquitetónica da Cave: corpo F (s/escala).



Figura A. 7 – Planta Arquitetónica do Rés-do-Chão: corpo F (s/escala).

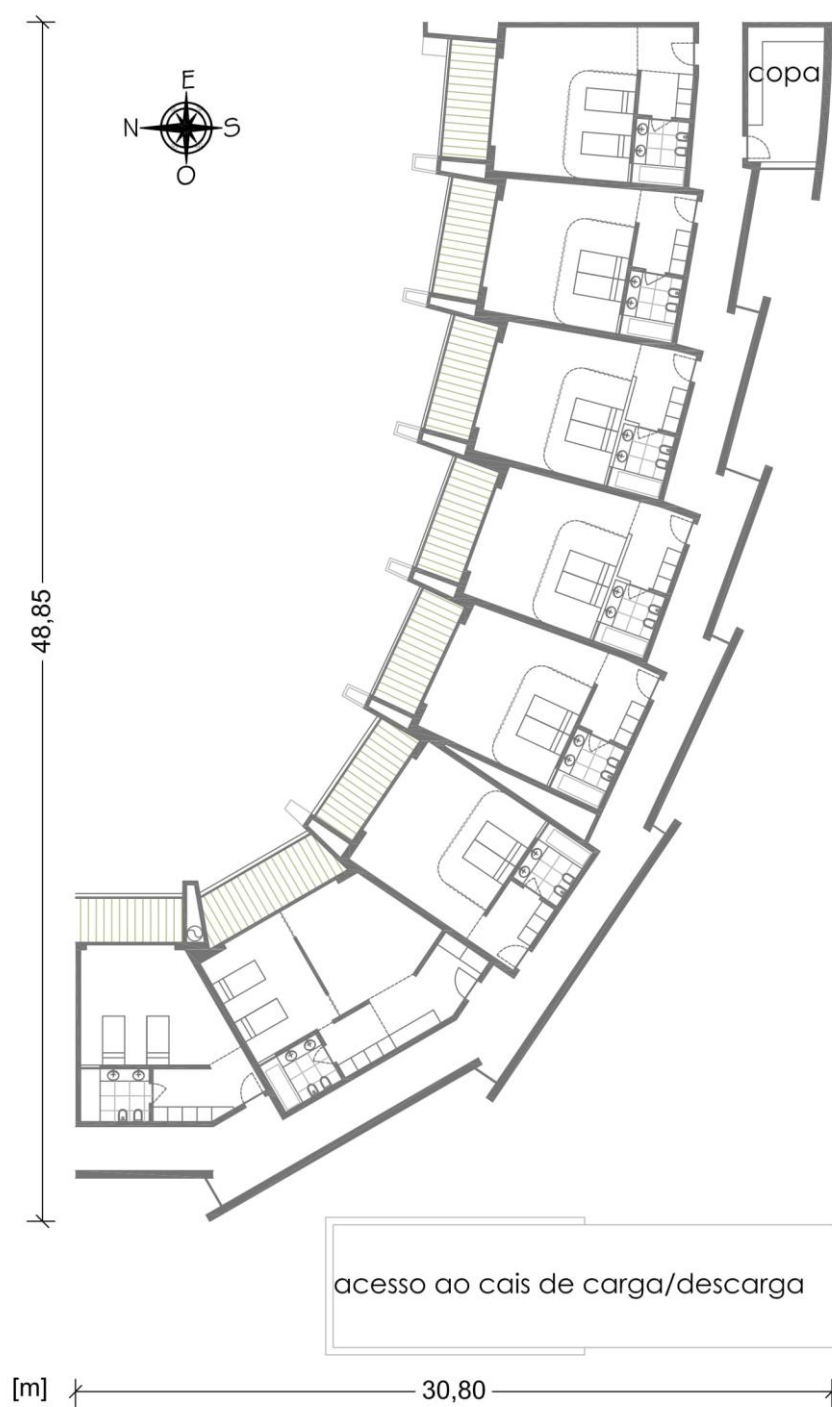


Figura A. 8 – Planta Arquitetónica do Piso 1: corpo F (s/escala).

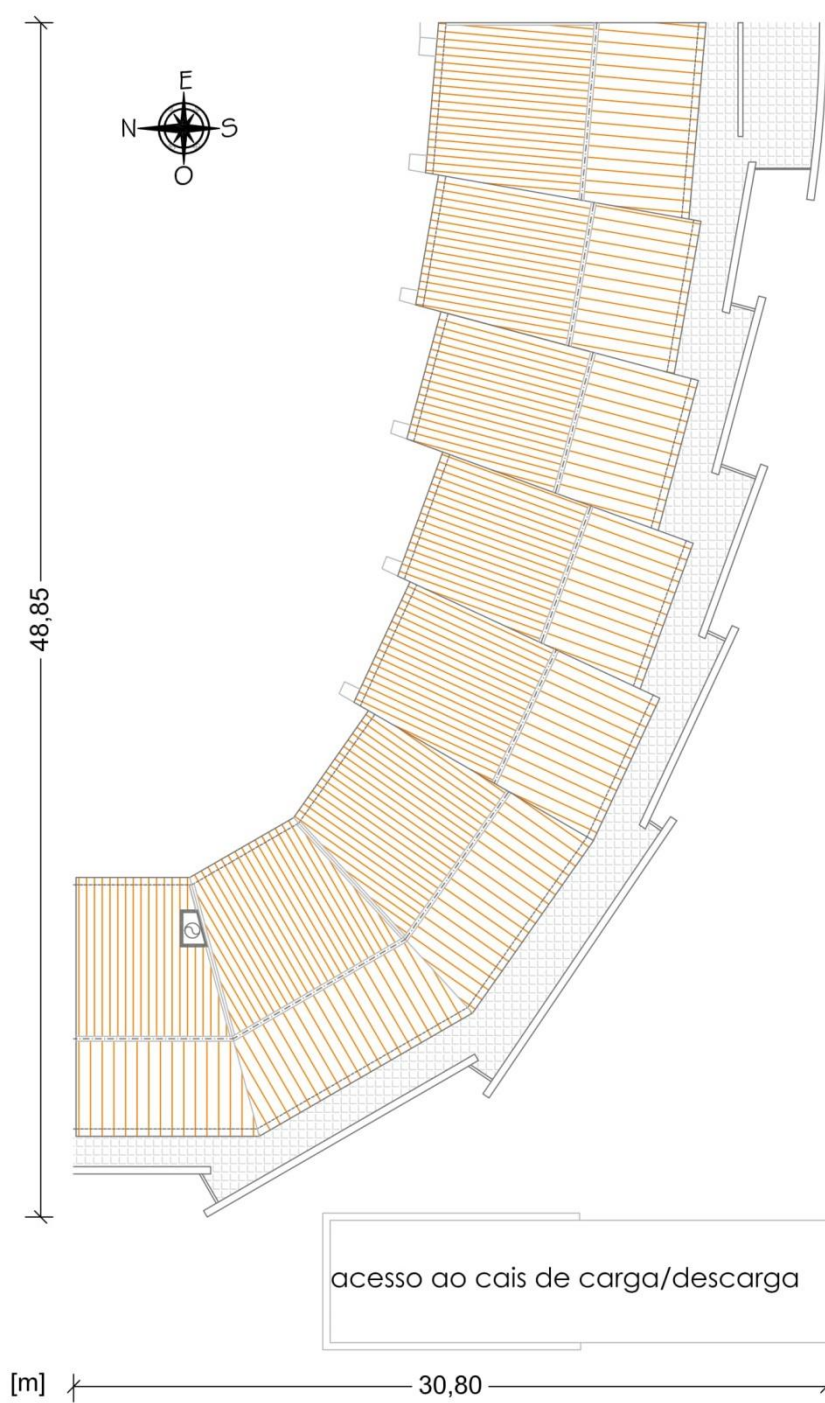


Figura A. 9 – Planta Arquitetónica do Piso 2 (terraço) e da Cobertura inclinada: corpo F (s/escala).

# ANEXO B

**ÍNDICE DE FIGURAS NO ANEXO B**

Figura B. 1 – Planta estrutural do piso térreo da Cave: corpo E (s/escala). .....	151
Figura B. 2 – Planta estrutural do Rés-do-Chão: corpo E (s/escala). .....	152
Figura B. 3 – Planta estrutural do Piso 1: corpo E (s/escala). .....	153
Figura B. 4 – Planta estrutural do Piso 2: corpo E (s/escala). .....	154
Figura B. 5 – Planta estrutural do Piso 3 (coberturas planas): corpo E (s/escala). .....	155
Figura B. 6 – Planta estrutural do Piso 4 (coberturas planas das caixas de escadas e elevadores): corpo E (s/escala). .....	155
Figura B. 7 – Planta estrutural do piso térreo da Cave: corpo F (s/escala). .....	155
Figura B. 8 – Planta estrutural do Rés-do-Chão: corpo F (s/escala). .....	156
Figura B. 9 – Planta estrutural do Piso 1: corpo F (s/escala). .....	157
Figura B. 10 – Planta estrutural do Piso 2: corpo F (s/escala). .....	158
Figura B. 11 – Planta estrutural da Cobertura inclinada (2 vertentes): corpo F (s/escala). .....	159



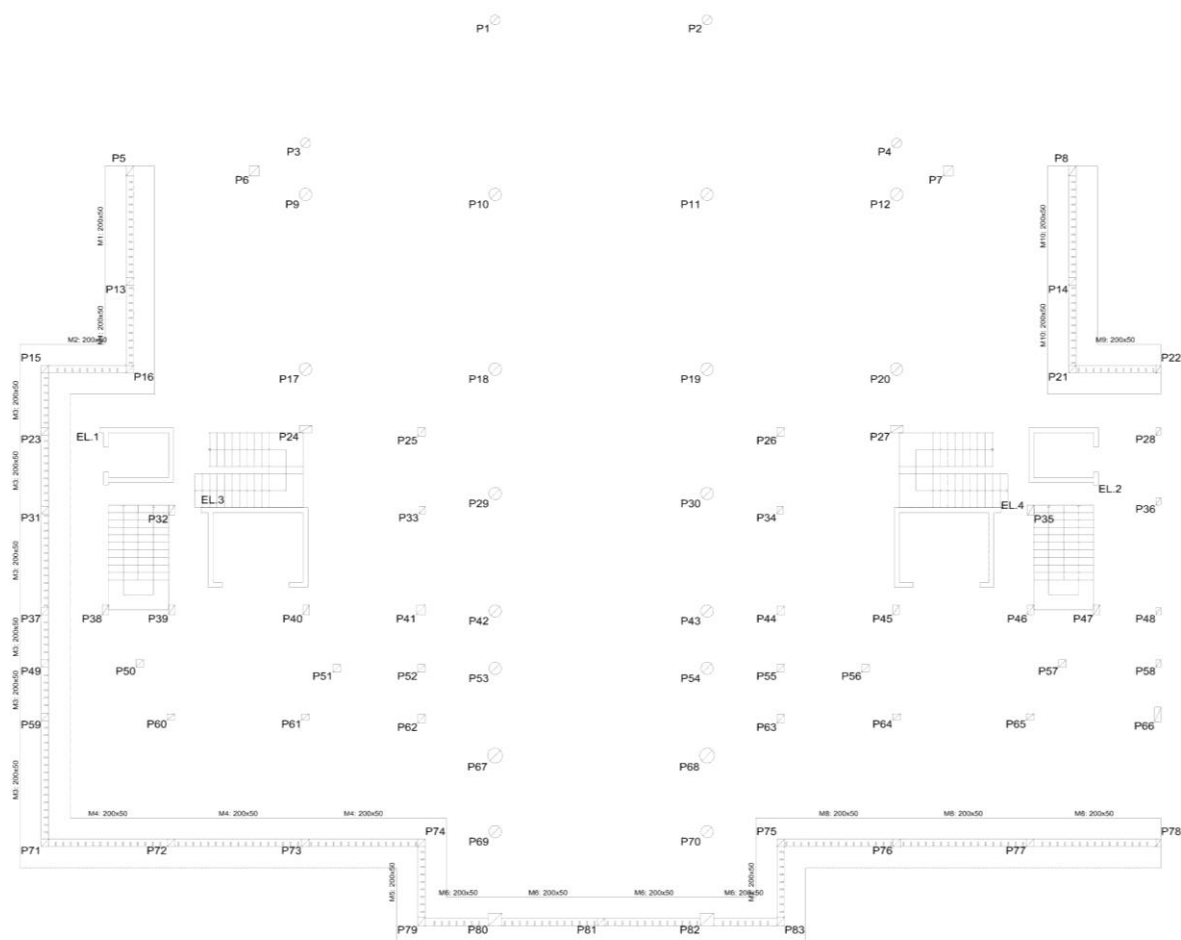


Figura B. 1 – Planta estrutural do piso térreo da Cave: corpo E (s/escala).

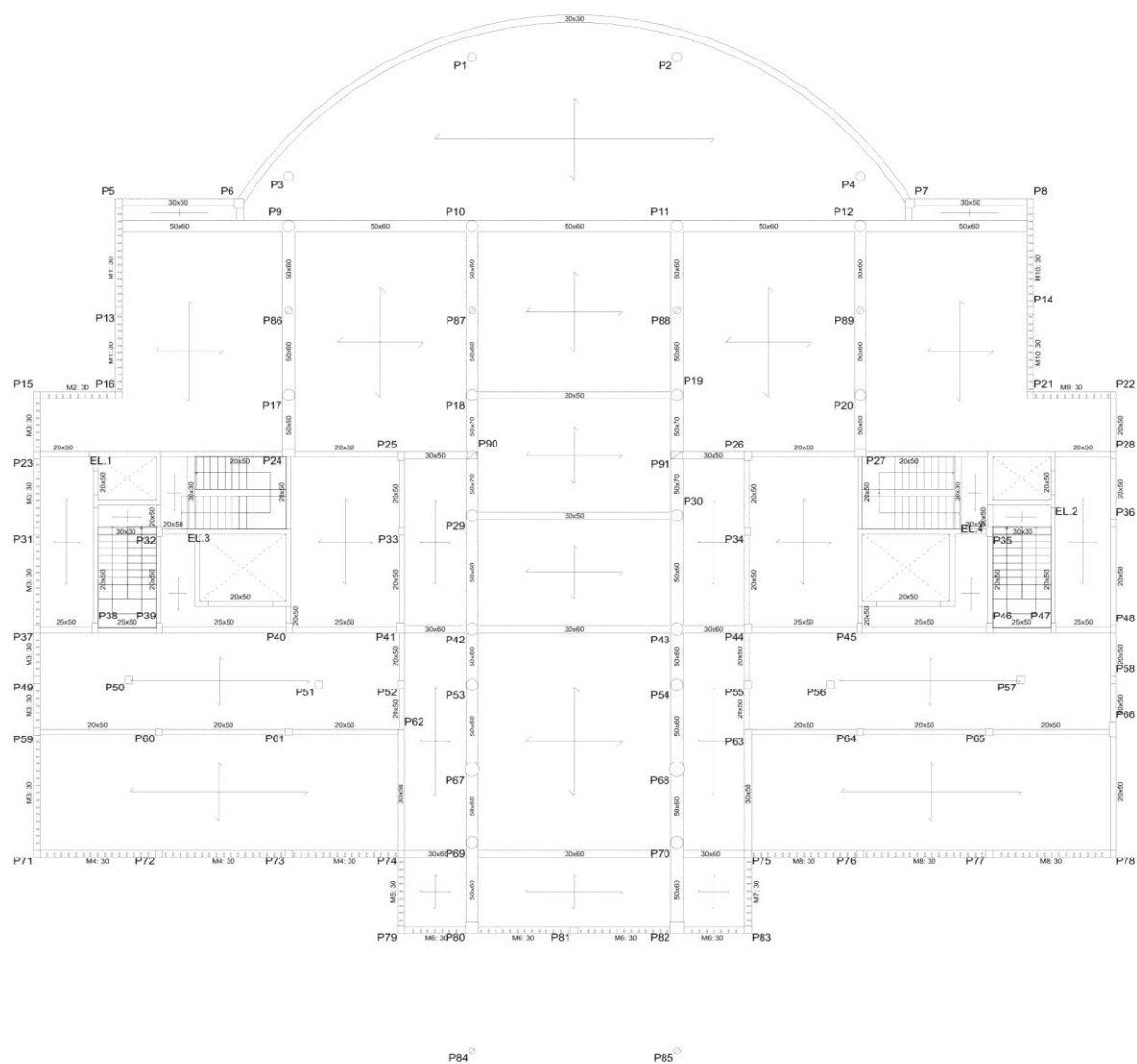


Figura B. 2 – Planta estrutural do Rés-do-Chão: corpo E (s/escala).

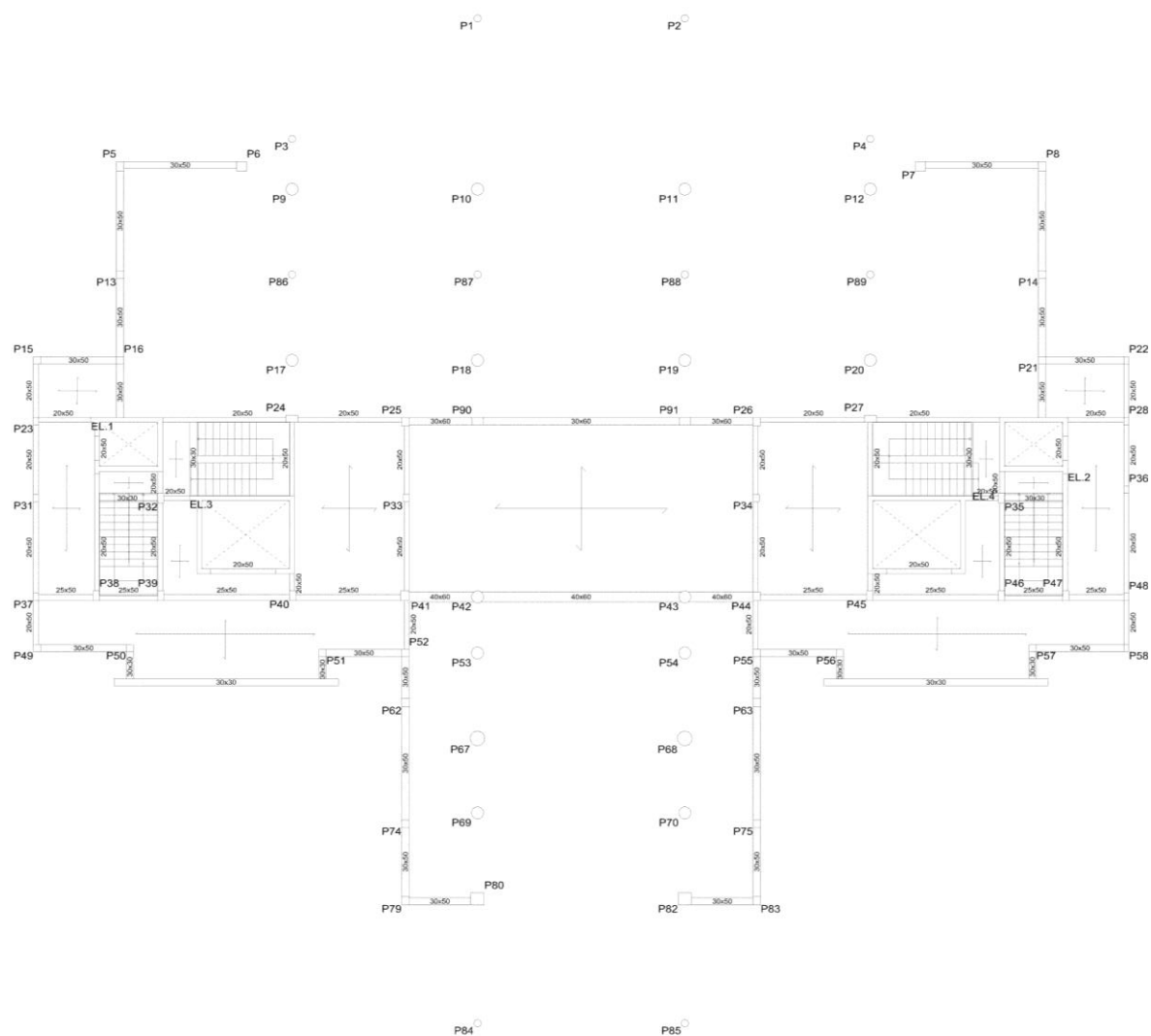


Figura B. 3 – Planta estrutural do Piso 1: corpo E (s/escala).

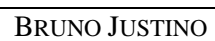


Figura B. 4 – Planta estrutural do Piso 2: corpo E (s/escala).



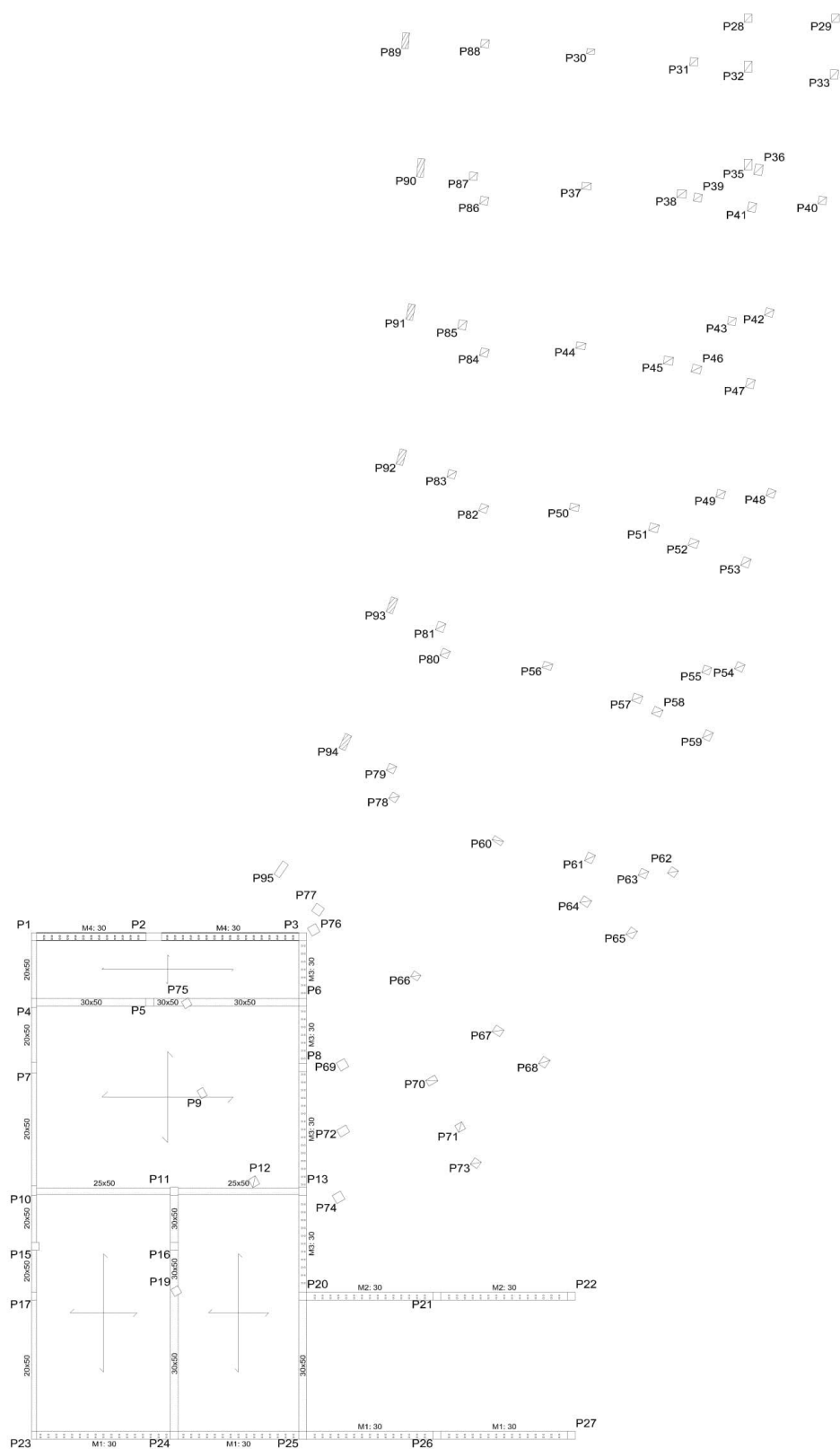


Figura B. 8 – Planta estrutural do Rés-do-Chão: corpo F (s/escala).

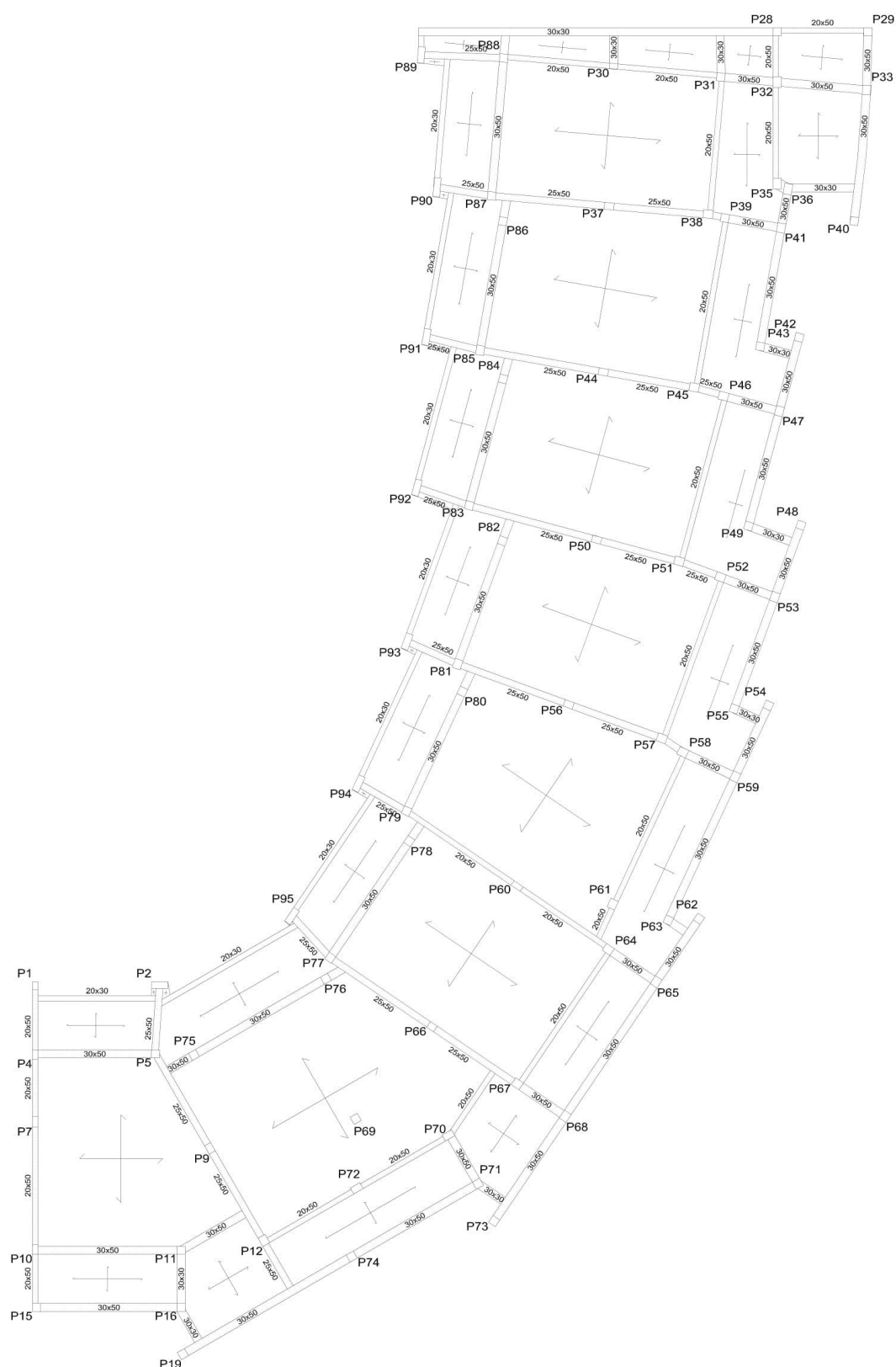


Figura B. 9 – Planta estrutural do Piso 1: corpo F (s/escala).

